

3875

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

COMPARACION ENTRE DIVERSOS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA RESOLVER LA CUBIERTA DE UN GIMNASIO

W W W W

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

MANUEL

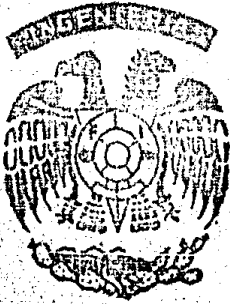
LOPEZ

BERNAL

MEXICO, D. F.

1968

Col.



COMPARACION ENTRE DIVERSOS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA RESOLVER LA CUBIERTA DE UN GIMNASIO

TESIS PROFESIONAL

MANUEL

LOPEZ

BERNAL

MEXICO, D. F.

1968

CON TODO CARINO A MIS
PADRES, EJEMPLO DE BONDAD
Y ABNEGACION.

AL SR. ING. VIDAL ALONSO IDRAC
COMO UN TESTIMONIO DE MI PRO--
FUNDO AGRADECIMIENTO Y SINCERO
AFECTO.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73
Exp. Núm. 73/214.2/1.

Al Pasante señor MANUEL LOPEZ BERNAL
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continua -- ción el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero José Ignacio Ruiz Barra, para- que lo desarrolle como tesis en su exámen profesional - de Ingeniero CIVIL

"COMPARACION ENTRE DIVERSOS SISTEMAS ES-
TRUCTURALES PARA RESOLVER LA CUBIERTA DE
UN GIMNASIO"

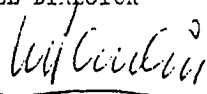
y constará de los siguientes capítulos :

- I - Generalidades. Planteo del problema estructu -
ral.
- II - Estudio de Alternativas. Anteproyectos
- III - Análisis y diseño de las estructuras elegidas
- IV - Especificaciones, programas de construcción y
costos.
- V - Conclusiones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la - Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social du-- rante un tiempo mínimo de seis meses como requisito in- dispensable para sustentar exámen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios- Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar vi- sible de los ejemplares de la tesis, el título del tra- bajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. a 20 de Septiembre de 1967
EL DIRECTOR


Ing. Manuel Paulín Ortiz

I N D I C E.

	PAGINA
CAPITULO I	
Planteo del problema estructural.....	1
CAPITULO II	
Análisis de las distintas alternativas.....	3
CAPITULO III	
Análisis y diseño estructural de dos tipos de cu- bierta:	
Tipo A.- Estructuras trianguladas de acero a dos - aguas con losa de concreto armado común.....	14
Tipo B.- Cascarones cilindricos de concreto arma- do.....	39
CAPITULO IV	
Especificaciones, costos y programas para ambas al- ternativas.....	70
CAPITULO V	
Conclusiones.....	79

C A P I T U L O I

PLANTEO DEL PROBLEMA ESTRUCTURAL.

Dentro del conjunto de instalaciones deportivas con las que se ha venido dotando en época reciente a diversos Centros de Enseñanza Media y Superior, ocupa un lugar importante la construcción de gimnasios en los cuales los estudiantes pueden practicar "bajo techo" diversos tipos de actividades deportivas tales como: basket-ball, volley-ball, gimnasia, levantamiento de pesas, etc.

Es material del proyecto arquitectónico, la distribución adecuada de los diversos elementos que son necesarios para el buen funcionamiento de un gimnasio, a saber: canchas y aparatos de gimnasia, vestidores, regaderas, servicios sanitarios, servicio médico, salas de masaje, cuarto de máquinas, bodegas, etc.

En el proyecto que he tomado como base para esta tesis, se localizaron en la planta baja del edificio, todos los servicios del gimnasio, y las canchas de basket-ball, volley-ball y aparatos de gimnasia se ubicaron en la planta alta.

Para alojar las canchas mencionadas (Basket-ball: - - 13.00 x 28.00 mts. aproximadamente) y distribuir los aparatos de gimnasia sin invadir éstas, se fijaron las dimensio

nes del local en 19.50 x 40.70 mts. a ejes de columnas extremas y 6.00 mts. de altura libre. Por razones arquitectónicas del conjunto de edificios, se proyectó en el sentido largo, la distancia entre ejes de columnas en 3.70 mts.

En vista de lo anterior, se hace necesaria la construcción de un sistema de techo que cubra la superficie requerida, contando únicamente con apoyos perimetrales de manera que no existan obstáculos que impidan la práctica de los deportes señalados.

Siendo muy amplio el número de soluciones que se puede tener para resolver este problema, deberán estudiarse detenidamente diversos factores de carácter constructivo, económico, funcional y estético para decidir el tipo de cubierta más adecuado para cada caso en particular.

El objeto de esta Tesis es estudiar algunas de las alternativas de uso más común, analizando más detalladamente dos de ellas.

C A P I T U L O I I

ANALISIS DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS

Los diversos sistemas de techo más comunmente empleados para cubrir superficies como la de este gimnasio, cuya planta se muestra en la Figura No. 1.

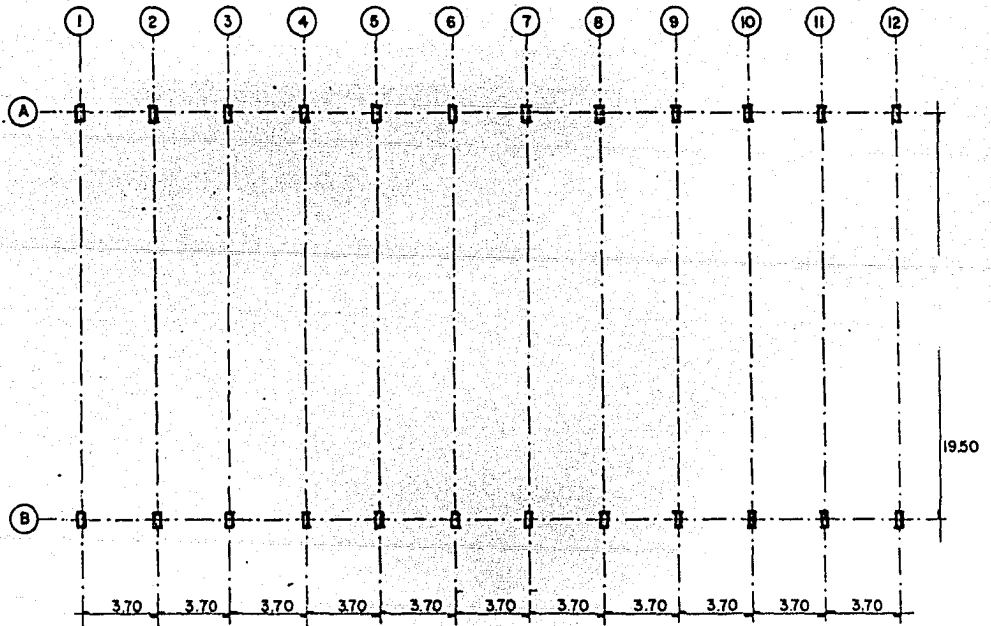


Fig. No. 1.- Planta de ejes de columnas.

las he agrupado de un modo general, atendiendo principalmente a los materiales de que están construídas en la siguiente forma:

- 1.- Cubiertas construídas únicamente con elementos de concreto armado común o preesforzado.
- 2.- Cubiertas de diversos materiales apoyadas en elementos estructurales de acero.
- 3.- Otras soluciones de empleo menos común en nuestro medio, como estructuras de aluminio o de madera, domos de plástico, etc.

1.- Cubiertas Construídas Únicamente con Elementos de Concreto Armado Común o Preesforzado:

Dentro de este sistema de techo pueden presentarse las siguientes alternativas:

1a) Losa y traveses de concreto armado común:

Este sistema de techo estaría construído por traveses de concreto armado de 19.50 mts. de claro, - separadas 3.70 mts. que, como ya se ha mencionado, es la distancia a ejes de columnas. La losa de concreto, colada monolíticamente con las traveses las cuales le sirven de apoyo, trabajaría como losa continua con claros de 3.70 mts. como se indica en la Figura No. 2.

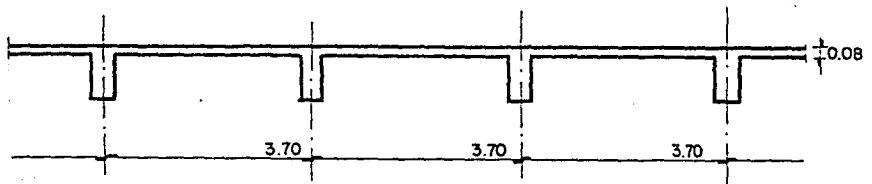


Fig. No. 2.- Corte longitudinal del sistema de traveses y losas de concreto armado.

Considerando la losa a nivel, se hace necesaria la -- construcción de un relleno y enladrillado para dar pendientes y desalojar las aguas pluviales. En estas condiciones, las dimensiones de las traveses serían del orden de 0.40 x - 1.50 mts., siendo la carga total por traves de 60 Tons. de las cuales el 50% o sean 30 Tons. corresponden al peso propio de la misma.

Con el fin de disminuir el peso de la cubierta se puede optar por dar pendientes a las losas a una ó dos aguas como se muestra en las figuras 2a. y 2b. respectivamente.

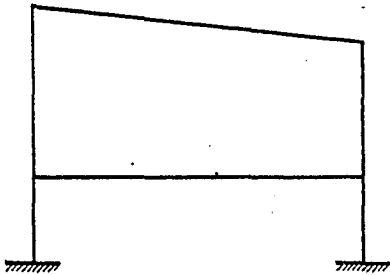


Fig. No. 2a.

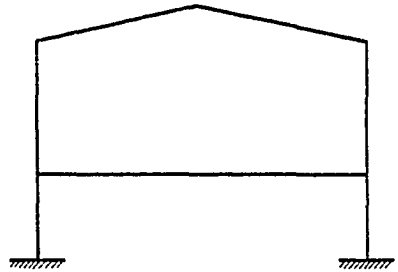


Fig. No. 2b.

Con lo anterior se consiguen las siguientes ventajas:

- a) Se suprimen el relleno y el enladrillado que tienen un peso aproximado de 200 Kg/cm². sustituyéndolos por un impermeabilizante de membrana.
- b) Por especificación se puede reducir la carga viva en 60 Kg/cm². cuando la pendiente sea mayor del 5%.
- c) Si la cubierta se construyera como se indica en la Figura No. 2b., además de las ventajas mencionadas, se reduciría el claro de las traveses, disminuyendo el mo--

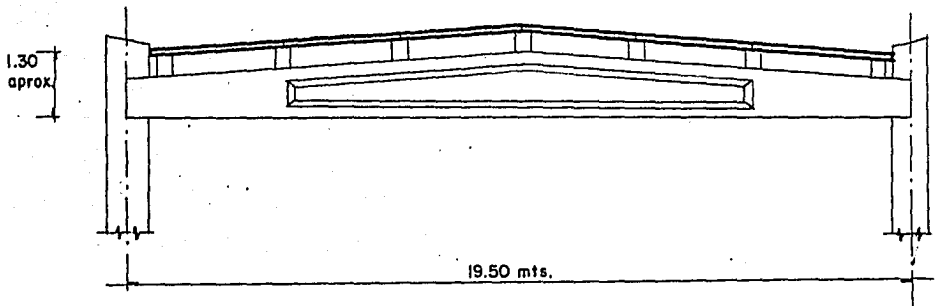
mento flexionante lo cual permitiría tener un peralte - menor en las trabes.

Aún con estas disminuciones en el peso de la cubierta, es evidente que cualesquiera de estas soluciones es antieco - nómica por el alto costo de la cimbra necesaria y por el pe - so excesivo de la cubierta que afecta directamente a las di - mensiones de las columnas y principalmente de la cimentación.

1b) Losas precoladas apoyadas en trabes de concreto - preesforzado.

El empleo de concreto preesforzado en problemas - de este tipo, es cada vez más frecuente, ya que - al aprovechar íntegramente la capacidad de traba - jo del cemento se reduce notablemente el peso muer - to de las trabes y por lo tanto la sección de las mismas, lográndose un aspecto muy agradable por la esbeltez y simplicidad de las estructuras.

En este caso, la cubierta estaría construída en la forma y con las dimensiones aproximadas que se in - dican en la Figura No. 3. El peso de las trabes - sería aproximadamente de 7.5 Tons.



Al construir la cubierta con elementos prefabricados, - se obtiene un ahorro considerable de tiempo en la fabricación y montaje, además se evita totalmente el empleo de cimbra. - Sin embargo, deben tenerse en cuenta los problemas de roturas por maniobras (carga, descarga, acarreo, montaje, etc.) y - por mal comportamiento de las juntas entre los precolados a los cambios de temperatura y a los movimientos de las armaduras que los soportan produciéndose grietas que ocasionan filtraciones de agua.

Respecto a las trabes puede decirse que su costo de fabricación es alto, dado que se requieren concretos de alta resistencia ($f_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$), alambres también de alta resistencia ($f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$), equipo y mano de obra especializada.

1c) Cascarones de concreto armado.

La solución a este problema con una cubierta construida a base de cascarones de concreto armado es muy atractiva desde el punto de vista arquitectónico, además de las ventajas estructurales que ofrece; debido a ésto se emplea con bastante frecuencia en casos similares.

Dentro de este tipo de cubierta se presentan un -- gran número de alternativas dependiendo de la forma que se adopte para los cascarones. Pueden ser curvadas en una dirección (cilíndricas) como se -- muestra en las figuras Nos. 4a, 4b y 4c, o curvadas en dos direcciones como se indica en la figura No. 4d.

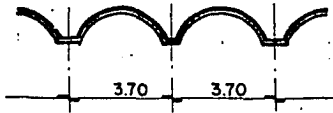


FIG. N° 4 a

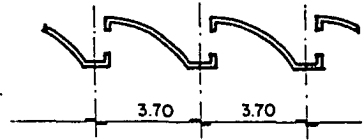


FIG. N° 4 b

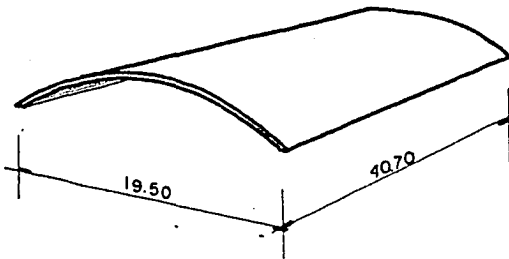


FIG. N° 4 c

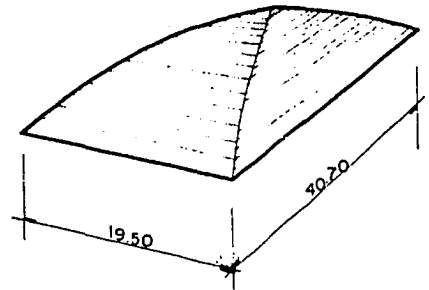


FIG. 4 d

Dada la separación entre columnas que fue fijada por el proyecto arquitectónico del conjunto, es conveniente adoptar para este caso, el cascarón cilíndrico de 3.70 x 19.50 mts. - curvado en el sentido corto. Figura No. 4a.

Para un cascarón de estas dimensiones tenemos un espesor de 6 cms. con un peso aproximado de 25 Tons. lo cual significa un ahorro considerable en los volúmenes de obra de la cubierta de la estructura en general.

Se tiene el inconveniente en este tipo de cubiertas del alto costo de la cimbra sobre todo cuando los cascarones son curvados en dos direcciones.

2.- Cubierta de Diversos Materiales Apoyada en Elementos Estructurales de Acero.

A continuación menciono los materiales que se han empleado más frecuentemente en la construcción de cubiertas de este tipo, analizando brevemente sus ventajas e inconvenientes:

2a) Láminas acanaladas de fierro galvanizado, aluminio, plástico o asbesto cemento.

En general, salvo pequeñas diferencias entre una y otra, este tipo de cubiertas tienen la gran ventaja de ser ligeras y de fácil y rápida colocación, además de que su costo es relativamente bajo. Tienen el inconveniente de ser poco aislantes del ruido (viento, lluvia, etc.) y temperatura exteriores, presentando además problemas de conservación. Su uso queda condicionado a la calidad de los acabados del local por cubrirse.

2b) Losas precoladas de concreto ligero o de Siporex.

Ya se han mencionado las características de estos materiales, analizando brevemente sus ventajas e inconvenientes.

2c) Losa continua de concreto armado.

Desde el punto de vista de conservación, este tipo de cubierta es el más recomendable ya que se evitan los problemas que presentan los elementos prefabricados, se obtiene aislamiento térmico y acústico y se puede lograr un buen aspecto interior. El costo de la cimbra que debe emplearse, encarece la cubierta -

y el proceso de construcción es más tardado que --
con elementos prefabricados.

Todos estos tipos de cubiertas pueden apoyarse sobre --
elementos estructurales de acero; existiendo una gran varie-
dad de armaduras para salvar claros de estas dimensiones, --
pueden mencionarse como de empleo más frecuente, las siguien-
tes:

Armaduras trianguladas de cuerdas paralelas con sus apo-
yos al mismo nivel o a diferente nivel. Figuras 5a. y 5b. -
respectivamente.



Figura No. 5a.

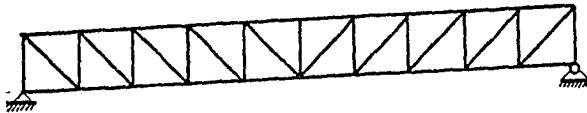


Figura No. 5b.

Armaduras trianguladas de cuerdas no paralelas a una y
dos aguas. Figuras Nos. 6a, 6b, 6c y 6d.



FIG. N° 6 a



FIG. N° 6 b



FIG. N° 6 c

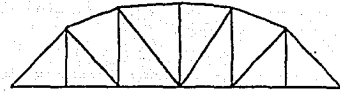


FIG. N° 6 d

Arcos metálicos con apoyo en el piso o apoyados en las columnas. Figuras Nos. 7a y 7b, respectivamente.

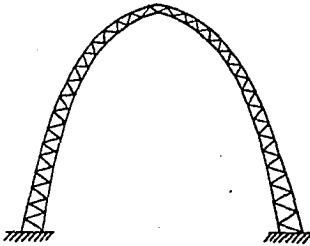


FIG. N° 7 a

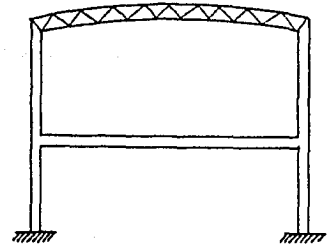


FIG. N° 7 b

El peso propio de las armaduras metálicas, es en general reducido comparado en igualdad de claro, con el peso de una trabe de concreto armado común o preesforzado. Además el empleo de armaduras metálicas permite una ejecución más rápida

de la obra dado que pueden fabricarse en taller, en tanto se construyen en el terreno los elementos que las sustentarán.

Para salvar el claro que presenta este Gimnasio cubierto con una losa de concreto de 8 cms. de espesor, se tendría una armadura con un peso aproximado de 12 Tons., bastante menor - que las 30 Tons. que pesaría una trabe de concreto armado.

Como desventajas de las armaduras metálicas pueden mencionarse los problemas que existen en nuestro país para conseguir los perfiles estructurales indicados por el cálculo, además que su aspecto no siempre es agradable y es necesario en muchos casos ocultarlas con falso plafón.

3.- Otras soluciones de empleo menos común en nuestro medio.

Entre éstas pueden mencionarse las siguientes:

- 3a) Estructuras de aluminio soportando cubiertas que deberán ser obviamente de algún material ligero. Debido a su reducido propio peso, facilidad de fabricación y montaje y nula conservación, se han venido usando recientemente con bastante frecuencia para resolver problemas similares. Se tiene el inconveniente del alto costo de los perfiles y escasa variedad de los mismos.
- 3b) Estructuras de madera con materiales ligeros en la cubierta.

En nuestro país es cada día menos frecuente el empleo de la madera con fines estructurales debido a su alto costo, dificultad de conseguir las secciones y largos adecuados y falta de calidad en la misma.

3c) Domos de plástico. A medida que ha avanzado la técnica de su fabricación, se están empleando con mayor frecuencia para cubrir grandes claros. Actualmente - su costo es muy elevado.

Como indiqué al principio de esta Tesis, de entre todas las alternativas que se mencionaron, tomaré dos de ellas para analizarlas y diseñarlas, éstas son:

- A) Estructuras trianguladas de acero a dos aguas con losa de concreto armado.
- B) Cubierta con cascarones cilíndricos de concreto armado.

C A P I T U L O III.

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE 2 TIPOS DE CUBIERTA.

TIPO "A".- Estructuras trianguladas de acero a dos aguas con losa de concreto armado común.

Como ya he mencionado, las armaduras principales tendrán un claro de 19.50 mts., la separación entre ellas será de 3.70 mts; la triangulación que he escogido será tipo Pratt con una separación entre montantes de 1.95 mts. Sobre estas armaduras se apoyará una losa de concreto armado de 8 cms. de espesor.

Diseño de la Losa:

Cargas:

Carga viva (Azoteas con pendiente superior a 5%) 70.00 Kg/mt².

(Area tributaria de 10.00 a 63.00 M²).

Peso propio de la losa (Peralte total 8 cms.) - -

0.080 m³. x 2,400 Kg/mt³.

192.00 Kg/mt².

Enladrillado:

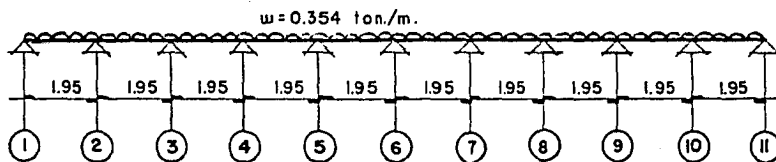
92.00 Kg/mt².

354.00 Kg/mt².

=====

Analizaré una faja de losa de 1.00 mt. de ancho en toda su longitud, considerándole continuidad en los apoyos proporcionados por las trabes secundarias que tienen una separación entre sí de 1.95 mts. para que coincidan con los nudos de la armadura. En vista de lo anterior, la losa trabajará en un sentido ya que la relación de claro largo a claro corto es:

$M = \frac{3.70 \text{ Mts.}}{1.95 \text{ Mts.}} = 1.90$. Para la distribución de momentos utilizaré el método de Cross.



Condición de Carga.

Cálculo de rigideces y factores de distribución. $EI = \text{Cte.}$

Nudos (2) y (10).

$$r_{a 2-1} = r_{a 10-11} = \frac{3EI}{L} = \frac{3EI}{1.95} = 1.54 EI$$

$$r_{a 2-3} = r_{a 10-9} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{1.95} = 2.05 EI$$

$$\Sigma r = 3.59 EI$$

FACTORES DE DISTRIBUCION:

$$FD_{2-1} = \frac{r_{a 2-1}}{\Sigma r} = \frac{1.54 EI}{3.59 EI} = 0.43$$

$$FD_{2-3} = \frac{r_{a 2-3}}{\Sigma r} = \frac{2.05 EI}{3.59 EI} = 0.51$$

$$FD_{10-11} = FD_{2-1} = 0.43$$

$$FD_{10-9} = FD_{2-3} = 0.57$$

Nudos (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9)

$$r_{a 3-2} = r_{a 3-4} = r_{a 4-3} = r_{a 4-5} = r_{a 5-4} = r_{a 5-6} = r_{a 6-5} =$$

$$r_{a 6-7} = r_{a 7-6} = r_{a 7-8} = r_{a 8-7} = r_{a 8-9} = r_{a 9-8} = r_{a 9-10} =$$

$$= \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{1.95} = 2.05 EI$$

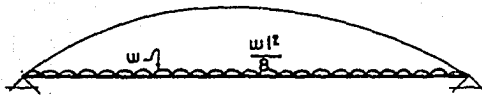
$$\Sigma r = 2.05 EI + 2.05 EI = 4.10 EI$$

Ya que todas las barras tienen la misma rigidez y concurren dos en cada apoyo, tenemos:

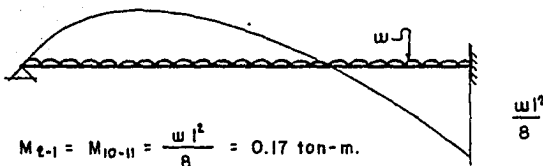
$$F_D = \frac{\sum \Gamma_{\text{barra}}}{\sum \Gamma} = \frac{2.05 EI}{4.10 EI} = 0.5$$

Cálculo de momentos Isostáticos de Empotramiento correspondientes a la primera etapa del método de Cross.

Debido a la simetría de claros y cargas de cada barra del elemento en consideración, tenemos:



$$M_i = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.354 \times 1.95^2}{8} = 0.17 \text{ ton-m.}$$



$$M_{e-1} = M_{10-11} = \frac{w l^2}{8} = 0.17 \text{ ton-m.}$$



$$M_{e-3} = M_{e10-9} = \frac{w l^2}{12} = \frac{0.354 \times 1.95^2}{12} = 0.11 \text{ ton-m.}$$

Dado que la losa es simétrica con respecto al eje (6), analizaré únicamente la mitad de la estructura. Usaré como convención para el signo de momentos de barra sobre apoyo, la siguiente:



	1	2	3	4	5	6
	1.95 1.95 1.95 1.95 1.95					
F_D		0.43	0.57	0.50	0.50	0.50
M_a		-0.17	+0.11	-0.11	+0.11	-0.11
1a. dist.		+0.03	+0.03			
1er. trasp.				+0.02		
2da. dist.				-0.01	-0.01	
M_e finales		-0.14	+0.14	-0.10	+0.10	-0.11
M_k claro		+0.10	+0.05	+0.06	+0.06	+0.06

Dado que la losa es continua y que la separación del refuerzo estará dada por especificación, se prefiere considerar a la losa como libremente apoyada, tomando el valor del momento isostático calculado anteriormente.

Características de los Materiales:

Concreto $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

Acero de Refuerzo grado estructural $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Cálculo de las Constantes:

$$f_c = 0.45 f_c = 63 \text{ kg/cm}^2. \quad N = 11$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{11 \times 63}} = 0.331$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.331}{3} = 0.89$$

$$k = \frac{1}{2} f_c k j = 0.3 \times 63 \times 0.331 \times 0.89 = 10.7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$c = \frac{l}{\sqrt{K}} = \frac{l}{\sqrt{107}} = 0.306$$

Peralte necesario de la losa por flexión:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.306 \sqrt{\frac{17\,000}{100}} = 6 \text{ cm.}$$

El peralte total de 8 cm. es correcto.

El área de acero necesaria en la faja de 1.00 mt. de losa considerada será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{17\,000}{1400 \times 0.89 \times 6} = 2.28 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

calculando varilla corrugada de 3/8" (0.95 cms.) de diámetro, -
cuya área es 0.71 cm². tendré una separación:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{2.28} = 31 \text{ cms.}$$

Por temperatura tendremos:

$$A_{sf} = p h f = 0.002 \times 100 \times 8 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

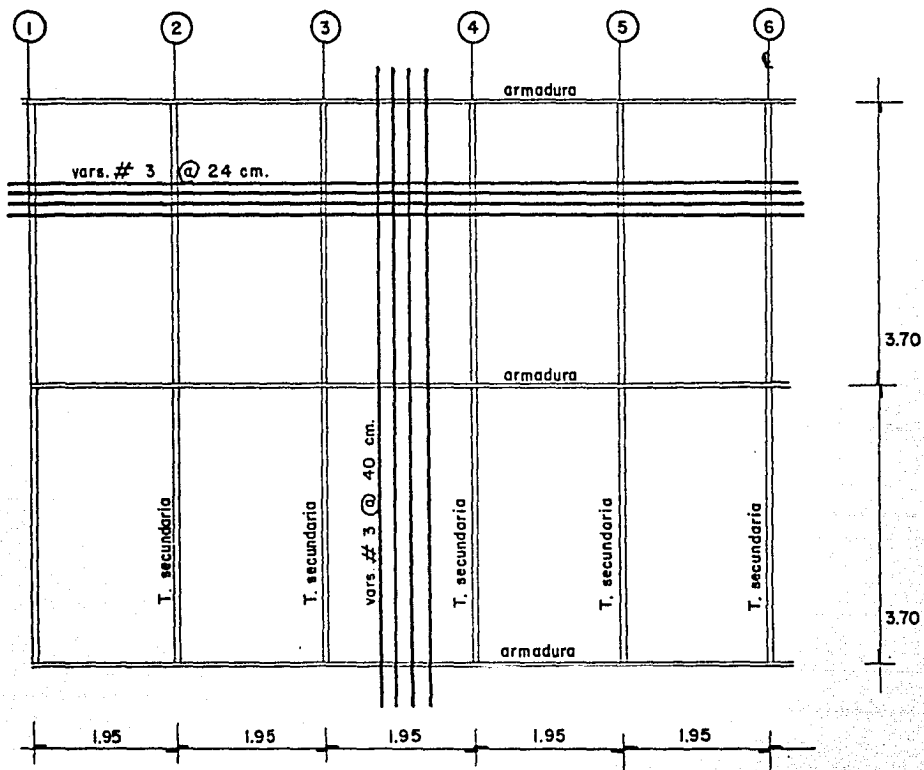
$$s = \frac{0.71 \times 100}{1.6} = 44 \text{ cms.}$$

Para este caso rigen las especificaciones siguientes:

Separación máxima refuerzo principal: $3h = 24 \text{ cms.}$

Separación máxima refuerzo por temperatura: $5h = 40 \text{ cms.}$

El armado de la losa quedará en la siguiente forma:



Diseño de las Traves Secundarias. - Las traves secundarias se consideran libremente apoyadas en las armaduras. La cimbra para el colado de la losa deberá apoyarse en dichas traves secundarias, por lo tanto las cargas a considerarse son las siguientes:
Cargas permanentes y carga viva:

Carga viva (Azoteas con pendiente superior a 5%) 100.00 Kg/mt².

(Area tributaria de 4 a 10 M².) 192.00 Kg/mt².

Enladrillado: 92.00 Kg/mt².

W = 384.00 Kg/mt².

=====

Cargas de colado:

Carga viva (Peso de material, trabajadores y equipo de colado)	100.00 Kg/mt ² .
Peso del concreto de la losa:	192.00 Kg/mt ² .
Peso de la cimbra:	<u>33.00 Kg/mt².</u>
	W = 325.00 Kg/mt ² .
	=====

Los valores de los elementos mecánicos para las trabes secundarias serán los siguientes:

$$\text{Momento flex.c/Carga Permanente} = M_{c.p.} = \frac{384 \times 1.95 \times 3.7^2}{8} = 1,280 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento flex.c/Carga de Colado} = M_{c.c.} = \frac{325 \times 1.95 \times 3.7^2}{8} = 1,085 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Reacción en los apoyos p/Carga Permanente} = R_A = \frac{384 \times 3.7}{2} = 710 \text{ Kgs.}$$

Para apoyar debidamente la cimbra, el peralte mínimo de las trabes secundarias deberá ser de 17.78 cm. (7") o sea el perfil a revisar en una vigueta I de 7".

Características geométricas de la vigueta I de 7 pulgadas.

$$\text{Area de la sección transversal: } A = 28.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Momento de Inercia: } I_{xx} = 1,508.00 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Módulo de Sección: } S_{xx} = 169.6 \text{ cm}^3.$$

Radio de giro con respecto

$$\text{al eje del alma: } = 2.7 \text{ cm.}$$

$$\text{Area del patín de: } = 9.2 \text{ cm}^2.$$

Acero designación A.S.I.M., A-36 fy = 2,530 Kg/cm². Para el refuerzo permisible en el patín de compresión tomaré el que resulte mayor de:

$$F_b = \left(1 - \frac{\left(\frac{l}{r}\right)^2}{2 C_c C_b} \right) 0.6 f_y$$

δ:

$$F_b = \frac{843,700}{\frac{l d}{A f}}$$

en estas expresiones tenemos que:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2530}} = 128$$

$$C_b = 1$$

l = longitud no arriostrada del patín en compresión.

r = radio de giro con respecto al eje del plano del alma.

d = peralte de la sección.

A^D = Area del patín en compresión.

Para la condición de cargas permanentes más carga viva, - la losa estará restringiendo el patín de compresión, entonces por especificación el esfuerzo permisible es:

$$F_b = 1,530 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para la condición de cargas de colado, el patín de compresión no está atiesado, por tanto el esfuerzo permisible es:

$$F_b = \left\{ 1 - \frac{\left(\frac{370}{2.7} \right)^2}{2 \times 128^2 \times 1} \right\} 0.6 \times 2530 = 624 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_b = \frac{843700}{370 \times 17.78} = \underline{\underline{1,180 \text{ Kg/cm}^2}} \quad \text{Rige.}$$

Los esfuerzos de flexión son:

a) Para la condición de cargas permanentes más carga viva:

$$f_{b \text{ c.p.}} = \frac{M}{S} = \frac{128000}{169.6} = 755 \text{ Kg/cm}^2 < F_b = 1530 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Para la condición de cargas de colado:

$$f_{b \text{ c.c.}} = \frac{108500}{169.6} = 640 \text{ Kg/cm}^2 < F_b = 1180 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$V = \frac{R}{\text{Area alma}} = \frac{710}{0.64 \times 17.78} = 62.5 \text{ Kg/cm}^2 < f_v = 0.4 f_y = 1010 \text{ Kg/cm}^2$$

Nótese que en todos los casos los esfuerzos de trabajo son inferiores a los permisibles por lo tanto la sección que se ha propuesto, está sobrada.

Diseño de las Armaduras Principales:

Cargas consideradas sobre las armaduras:

a) Cargas permanentes más cargas vivas:

Carga viva (Azoteas con pendiente superior a 5%) 40 Kg/mt².
(Area tributaria mayor de 63 M².)

Peso propio de la losa: 192 Kg/mt².

Enladrillado: 92 Kg/mt².

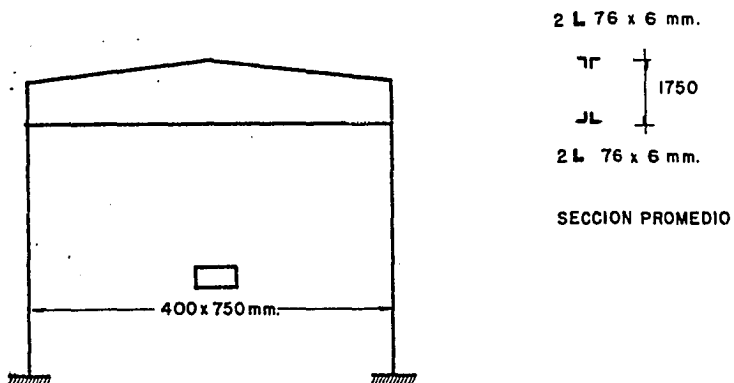
Wt = 324 Kg/mt².
=====

b) Cargas de colado:

Wt = 325 Kg/mt².
=====

Ya que las cargas son sensiblemente iguales sólo haré un análisis con la carga Wt = 325 Kg/mt².

Se proponen las siguientes secciones:



Cálculo de los momentos de inercia:

$$\text{Cabezal: } I = 4 \times 51.6 + 4 \times 9.49 \times 87.5^2 = 285,000 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Columna: } I = \frac{40 \times 75^3}{12} = 1,410,000 \text{ cm}^4.$$

El acero de las armaduras será ASIM A-36

$$f_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

El concreto de las columnas será:

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

$$E = 225,000 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para la resolución exterior de la estructura, utilizaré el Método de Cross, por lo tanto calcularé las rigideces angulares y los factores de distribución angular.

$$\text{Cabezal: } r = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.85 \times 10^5}{1.95 \times 10^3} = 12.3 \times 10^8.$$


$$\text{Columnas: } r = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.41 \times 10^6}{1.09 \times 10^3} = 11.6 \times 10^8.$$

por simetría de la estructura:

$$\Sigma r = 12.3 \times 10^8 + 11.6 \times 10^8 = 23.9 \times 10^8.$$

$$F_d \text{ cabezal} = \frac{12.3 \times 10^8}{23.9 \times 10^8} = 0.51$$

$$F_d \text{ columna} = \frac{11.6 \times 10^8}{23.9 \times 10^8} = 0.49$$

$$\omega = 0.325 \times 3.7 + 0.1 \times 19.5 = 1.31 \text{ ton/m.}$$


col. sup.	cabezal		cabezal	col. sup.
0.49	0.51		0.51	0.49
	+ 41.6		- 41.6	
- 20.4	- 21.2		+ 21.2	+ 20.4
0	+ 10.6		- 10.6	0
- 5.2	- 5.4		+ 5.4	+ 5.2
0	+ 2.7		- 2.7	0
- 1.3	- 1.4		+ 1.4	+ 1.3
0	+ 0.7		- 0.7	0
- 0.3	- 0.4		+ 0.4	+ 0.3
MEF - 27.2	+ 27.2		MEF - 27.2	+ 27.2
col. inf.			col. inf.	
- 10.2			+ 10.2	
- 2.6			+ 2.6	
- 0.7			+ 0.7	
- 0.1			+ 0.1	
MEF - 13.6			MEF + 13.6	

Dado que la estructura es simétrica en geometría y en cargas, no se tienen desplazamientos horizontales. Lo anterior se comprueba con: Suma Mom.Cols. = 0.

El momento exterior en el extremo de la armadura es:

$$M = 27.2 \text{ Ton.-m.}$$

entonces se tendrá que las fuerzas horizontales en los nudos superior e inferior, considerando que el peralte en el extremo de la armadura es de 1.50 mts. serán:

$$F = \frac{27.2 \text{ Ton.-m.}}{2.5 \text{ m.}} = 18.2 \text{ Tons.}$$

Como ya he mencionado la triangulación interior será del tipo Pratt y para su análisis haré las siguientes hipótesis:

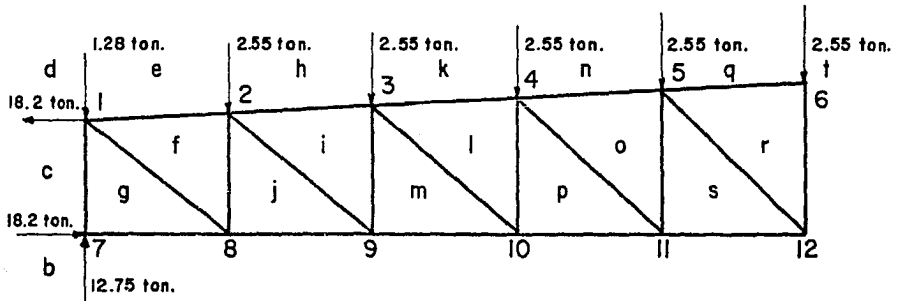
- 1.- Las cargas están aplicadas en los nodos, ya que las trabes secundarias coinciden con ellos.

- 2.- Los nodos son articulaciones, ya que los esfuerzos que provienen de la rigidez de ellos, son pequeños comparados -- con los esfuerzos producidos por las cargas.
- 3.- Los elementos de la armadura trabajan únicamente a fuerzas axiales de tensión o de compresión.

La carga por nodo será:

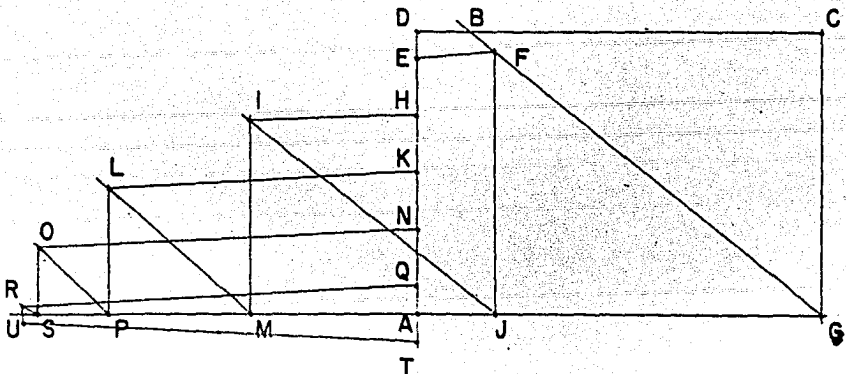
$$P = 0.325 \times 1.95 \times 3.70 + 0.1 \times 1.95 = 2.55 \text{ Ton.}$$

Utilizaré el Método de Cremona para encontrar la fuerza -- axial en cada elemento, solamente analizaré la mitad de la armadura ya que es simétrica respecto al centro del claro. Para la nomenclatura utilizaré la notación de BOW.



Escala lineal en la armadura 1 : 75.

Escala de fuerzas: 1 cm. = 2.5 Ton.



La fuerza axial para cada elemento aparece en el resumen - de la Tabla I.

ANALISIS SISMICO:

De acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal, la estructura en este caso queda clasificada como sigue:

Grupo A: Edificios con area total construida superior a 400 M², donde existe frecuente aglomeración de personas.

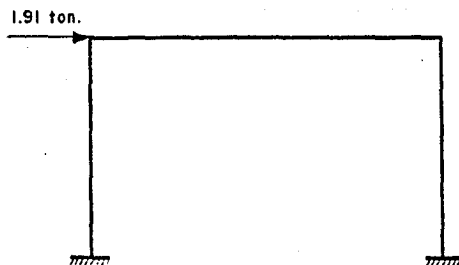
Estructuración Tipo 1: Estructuras que posean alineados - en la dirección que se analiza, dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la - - acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esen - cialmente a flexión de los miembros estructurales.

Se hará el análisis estático de la estructura con un coefi - ciente sísmico de $0.06 \times 1.3 = 0.078$, correspondiente a la cla - sificación mencionada y localizándose el edificio en una zona de alta compresibilidad. Así mismo se considerará la variación -- triangular de la aceleración.

Peso que carga sobre un marco: $W = 340 \times 19.50 \times 3.70 = 24,500$ Kgs.

Cortante en la base: $V \text{ base} = 24.5 \times 0.078 = 1.91$ Ton.

Debido a la simetría geométrica y de cargas, no habrá tor - sión; entonces el marco estará sujeto únicamente a la acción de una fuerza horizontal de 1.91 Ton. aplicada en el cabezal.



Para analizar este marco utilizaré el Método de Morris, - con el cual se puede hacer simultáneamente la repartición de - momentos y de cortantes.

Momento exterior debido a la fuerza horizontal:

$$1.91 \times 10.90 = 20.80 \text{ Ton-M.}$$

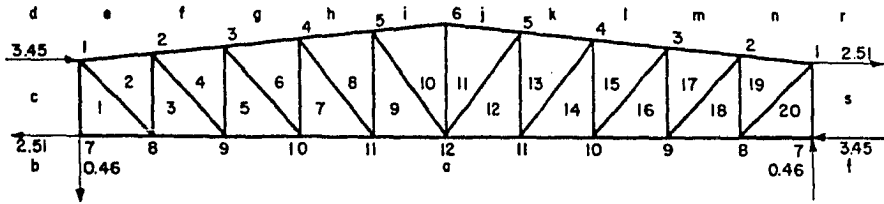
$$\text{Momentos iniciales de empotramiento: } \frac{20.8}{4} = 5.2 \text{ Ton-M.}$$

COL.SUPERIOR	CABEZAL	CABEZAL	COL.SUPERIOR
0.49	0.51	0.51	0.49
5.2	0.0	0.0	5.2
<u>-2.6</u>	<u>-2.6</u>	<u>-2.6</u>	<u>-2.6</u>
0.0	-1.3	-1.3	0.0
<u>-1.9</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>-1.9</u>
<u>-0.3</u>	<u>-0.3</u>	<u>-0.3</u>	<u>-0.3</u>
0.0	-0.1	-0.1	0.0
<u>-0.3</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>-0.3</u>
<u>-0.1</u>	<u>-0.1</u>	<u>-0.1</u>	<u>-0.1</u>
MEF +4.4	-4.4	MEF -4.4	+4.4
COL.INFERIOR	CABEZAL	CABEZAL	COL.INFERIOR
5.2	0.0	0.0	5.2
<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
-1.3	-1.3	-1.3	-1.3
<u>+1.9</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>+1.9</u>
<u>0.0</u>	<u>-0.1</u>	<u>-0.1</u>	<u>0.0</u>
-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
<u>+0.3</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>+0.3</u>
<u>0.0</u>	<u>0.0</u>	<u>0.0</u>	<u>0.0</u>
MEF +6.0		MEF	+6.0

$$\Sigma M_{cols.} = 20.8 \text{ ton-m.}$$

NOTA.- La raya continua indica que el nudo está en equilibrio.
La raya punteada indica que la estructura está en equilibrio por cortante.

La armadura quedará en la siguiente forma:



Resolviendo la armadura por el método gráfico de Cremona, se obtienen los esfuerzos en los miembros de acuerdo con el resumen de la tabla I.

ANÁLISIS POR VIENTO:

La fuerza debida al viento se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa.

Se determinará la magnitud de dicha fuerza de acuerdo con la expresión:

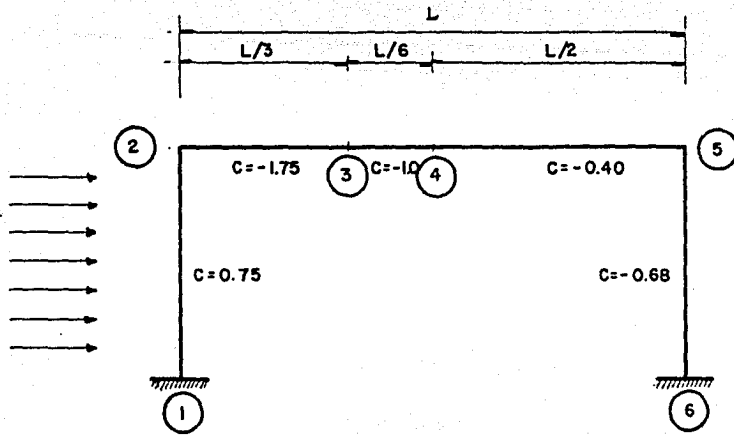
$$W = 0.00555 CA v^2$$

A = Area expuesta en M².

V = Velocidad de diseño en km/hora. En este caso por tratarse de una estructura entre 0 y 15 mts. de altura:

V. = 85 km/hora más 15% por estar clasificada dentro del Grupo A. Por tanto: V = 98 km/hora.

C = Factor de empuje que depende de las características geométricas de la estructura. Es de signo positivo cuando se trata de empuje sobre el area y de signo negativo cuando se considera succión. En este caso se tendrá:



$$W = 0.00555 CA \overline{98}^2 = 53.5 CA$$

$$W_{1-2} = 1730 \text{ Kg.}$$

$$W_{2-3} = -2240 \text{ Kg.}$$

$$W_{3-4} = -655 \text{ Kg.}$$

$$W_{4-5} = -790 \text{ Kg.}$$

$$W_{5-6} = -1560 \text{ Kg.}$$

$$W'_{1-2} = 159 \text{ Kg/m.}$$

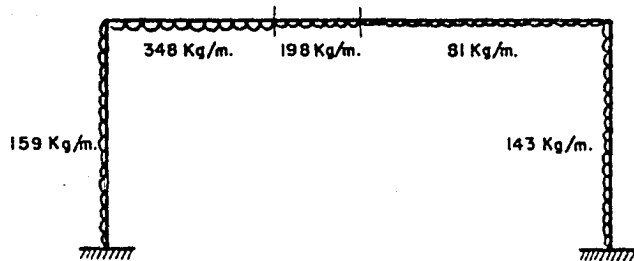
$$W'_{2-3} = -348 \text{ Kg/m.}$$

$$W'_{3-4} = -198 \text{ Kg/m.}$$

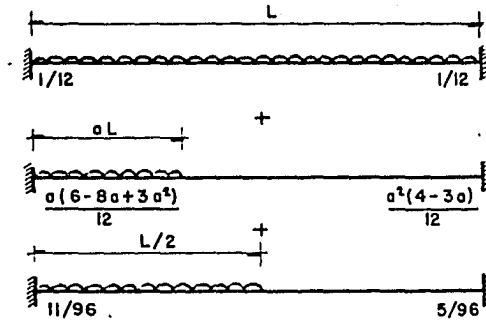
$$W'_{4-5} = -81 \text{ Kg/m.}$$

$$W'_{5-6} = -143 \text{ Kg/m.}$$

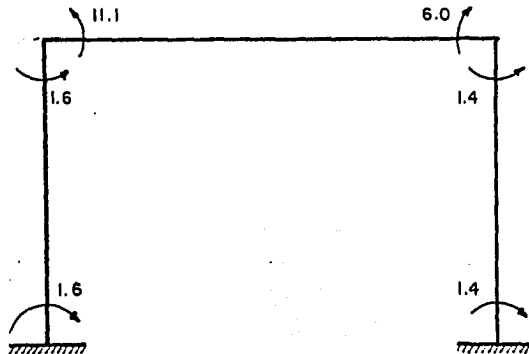
El marco quedará entonces bajo la acción de las siguientes cargas:



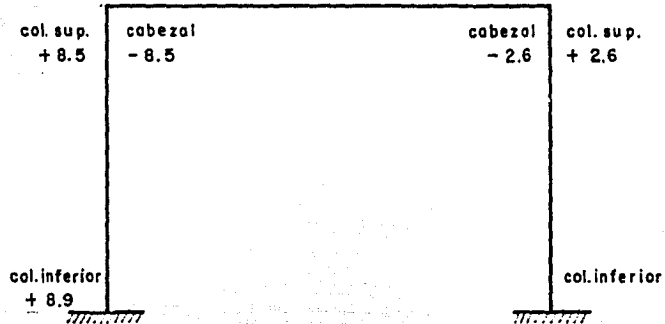
Cálculo de los momentos de Empotramiento.- Se hará por fórmulas, teniendo en cuenta la superposición de causas y efectos. Los factores que se indican se deben multiplicar por Wl , siendo W la carga total y l el claro total.



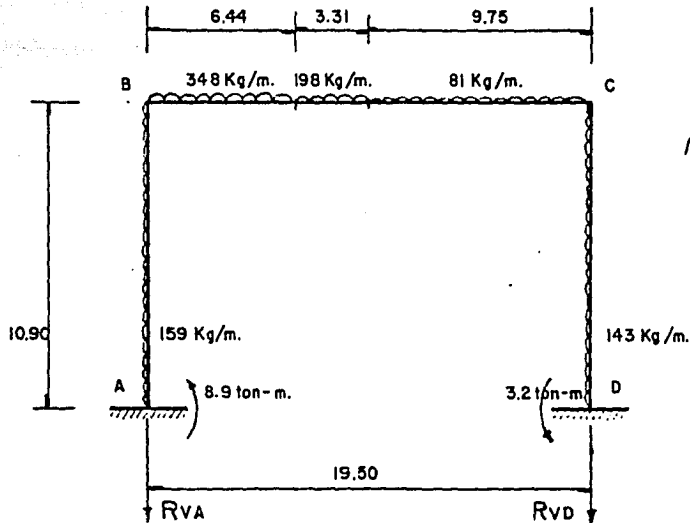
Se obtienen los siguientes momentos en Ton-M:



Aplicando el Método de Morris obtengo los siguientes momentos:



Cálculo de las fuerzas verticales exteriores:



$$\sum M_A = 0$$

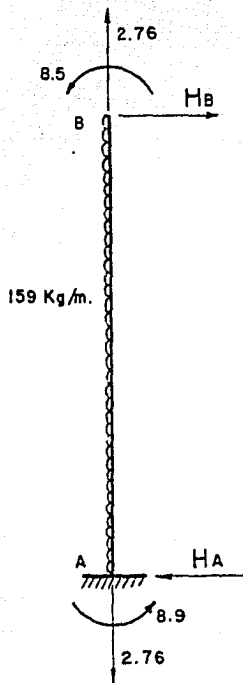
$$- 8.9 + \frac{0.159 \times 10.9^2}{2} - \frac{0.348 \times 6.44^2}{2} - (0.198 \times 3.31 \times 8.10) - (0.081 \times 9.75 \times 14.63) + \frac{0.143 \times 10.9^2}{2} - 3.2 (RVD \times 19.50) = 0$$

$$\therefore RVD = 0.94 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_D = 0$$

$$- (RVA \times 19.50) - 8.9 + \frac{0.159 \times 10.9^2}{2} + (0.348 \times 6.44 \times 16.26) + (0.198 \times 3.31 \times 11.41) + \frac{0.081 \times 9.75^2}{2} + \frac{0.143 \times 10.9^2}{2} = 3.2 = 0$$

$$\therefore RVA = 2.76 \text{ Ton.}$$



$$\sum M_B = 0$$

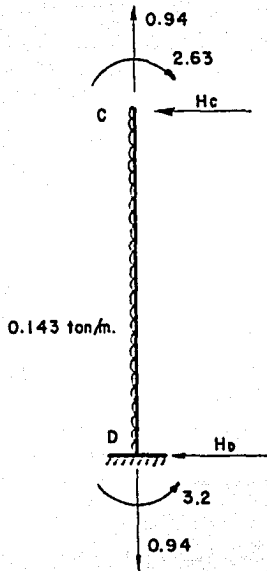
$$- 8.5 - \frac{0.159 \times 10.9^2}{2} - 8.9 + (H_A \times 10.9) = 0$$

$$\therefore H_A = 2.46 \text{ ton.}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$- 8.9 + \frac{0.159 \times 10.9^2}{2} - 8.5 + (H_B \times 10.9) = 0$$

$$\therefore H_B = 0.73 \text{ ton.}$$



$$\Sigma M_D = 0$$

$$-3.2 + \frac{0.143 \times 10.9^2}{2} + 2.63 - (H_c \times 10.9) = 0$$

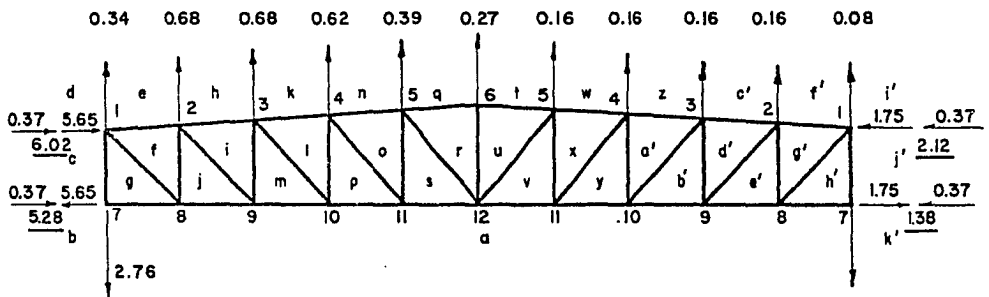
$$\therefore H_c = 0.73 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_C = 0$$

$$+2.63 - 8.5 - 3.2 + (H_D \times 10.9) = 0$$

$$\therefore H_D = 0.83 \text{ ton.}$$

La armadura quedará entonces sujeta a las cargas que se indican en la Figura No.



Resolviendo esta estructura también por el Método Gráfico de Cremona, se obtienen los esfuerzos sobre cada miembro que aparece en la Tabla siguiente:

TABLA DE RESUME DE FUERZAS (en tons.)
QUE ACTUAN SOBRE CADA MIEMBRO fuerza tensión: +
f. compresion: -

MIEMBRO	CARGA VERTICAL	SISMO	VIENTO
1 - 2	+ 3.2	- 2.68 + 1.84	- 2.67 - 0.93
2 - 3	- 7.3	- 1.99 + 1.19	- 0.47 - 0.05
3 - 4	- 13.9	- 1.38 + 0.62	+ 0.75 + 0.60
4 - 5	- 17.2	- 0.83 + 0.12	+ 1.13 + 0.98
5 - 6	- 17.7	- 0.33 - 0.45	+ 1.16 + 1.16
7 - 8	- 18.2	+ 2.51 - 3.45	+ 5.28 + 1.38
8 - 9	- 3.2	+ 1.73 - 2.78	+ 1.93 + 0.20
9 - 10	+ 7.3	+ 1.05 - 2.14	- 0.28 - 0.70
10 - 11	+ 13.9	+ 0.44 - 1.56	- 1.50 - 1.35
11 - 12	+ 17.2	- 0.12 - 1.06	- 1.90 - 1.72
1 - 7	- 12.8	+ 0.46 - 0.46	+ 2.76 + 0.94
1 - 8	+ 19.0	- 0.98 + 0.88	- 4.24 - 1.50
2 - 8	- 11.6	+ 0.60 - 0.56	+ 2.60 + 0.90
2 - 9	+ 13.5	- 0.89 + 0.63	- 2.83 - 1.12
3 - 9	- 8.6	+ 0.56 - 0.53	+ 1.76 + 0.70
3 - 10	+ 8.7	- 0.81 + 0.76	- 1.60 - 0.80
4 - 10	- 5.7	+ 0.53 - 0.50	+ 1.03 + 0.50
4 - 11	+ 4.6	- 0.75 + 0.68	- 0.55 - 0.50
5 - 11	- 3.1	+ 0.50 - 0.46	+ 0.38 + 0.30
5 - 12	+ 0.7	- 0.69 + 0.64	0.00 - 0.24
6 - 12	- 0.8	+ 0.04	+ 0.14

Se tienen 2 valores de fuerzas para cada miembro por la acción del sismo y del viento por ser reversible su acción sobre la estructura.

DISEÑO DE LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA:

En la cuerda superior el miembro con mayor carga es el -
5-6 que tiene:

$$\text{Carga vertical: } P = - 17.7 \text{ Ton.}$$

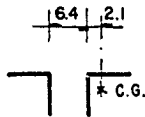
$$= - 0.33 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga por sismo: } P = - 0.45 \text{ Ton.}$$

$$= - 0.45 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga por viento: } P = + 1.16 \text{ Ton.}$$

Nótese que las cargas por efectos accidentales como vien
to y sismo son pequeñas comparadas con la carga vertical y ya
que para las condiciones accidentales, el Reglamento permite -
un aumento del 50% en los esfuerzos permisibles, el diseño de
los miembros se hará solamente por carga vertical.



$$2 \text{ L } 7.6 \times 0.6 \text{ cm.}$$

SECCION PROPUESTA

$$A = 2 \times 9.29 = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 51.6 = 103.2 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2.36 \text{ cm.}$$

$$I_y = 2 \times 51.6 + 2 \times 9.29 \times 5.3^2 = 623 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 5.80 \text{ cm.}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{max.}} = \frac{1 \times 195}{2.36} = 83$$

$$F_0 = \frac{\left(1 - \frac{(KL)^2}{2Cc}\right)}{F.S.} F_y$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL)}{8Cc} - \frac{(KL)^3}{8Cc^3}$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2.530}} = 128$$

$$F.S. = 1.67 + \frac{3 \times 83}{8 \times 128} - \frac{83^3}{8 \times 128^3} = 1.879$$

$$F_0 = \frac{1 - \frac{83^2}{2 \times 128^2}}{1.879} \times 2,530 = 1,065 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_0 = \frac{17,700}{2 \times 9.29} = 952 \text{ Kg/cm}^2 < F_0$$

Se acepta la sección propuesta.

En la cuerda inferior el miembro con mayor carga es el --
7-8 que tiene:

Carga vertical: $P = - 18.2$

las cargas accidentales se desprecian por las razones que ya -
he mencionado.

Proponiendo la misma sección que para la cuerda superior
tendremos:



2 B 7.6 x 0.6 cm

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 195}{2.36} = 83$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 390}{5.80} = 67$$

∴ $F_0 = 1065 \text{ Kg/cm}^2$ como en el caso anterior

$$f_0 = \frac{18,200}{2 \times 9.29} = 980 \text{ Kg/cm}^2$$

Se acepta la sección propuesta.

Para los montantes el elemento con mayor carga es el 1-7 que tiene:

Carga Vertical:

$$P = 12.8 \text{ Ton.}$$

$$I_x = I_y = 2 \times 22.89 + 2 \times 5.81 \times 1.45^2$$

$$I_x = I_y = 70.20 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{70.20}{2 \times 5.81}} = 2.46$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 150}{2.46} = 61$$

∴ $F_0 = 1220 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_0 = \frac{12,800}{2 \times 5.81} = 1100 \text{ Kg/cm}^2 < F_0$$



1.45 cm.

Se acepta la sección propuesta.

Para las diagonales el miembro con mayor carga es el 1-8 que tiene:

Carga Vertical:

$$P = + 19.0 \text{ Ton.}$$

TIPO "B".- Cubierta del Gimnasio con cascarones cilíndricos -
de concreto armado.

Por definición, cascarón es una estructura que adopta la forma de una superficie curvada y de un espesor normal a la su perficie, muy pequeño comparado con las dimensiones de la misma. La característica fundamental de un cascarón es transmitir las cargas que soporta, principalmente por medio de esfuerzos directos de compresión y de un modo secundario transmite también pequeños esfuerzos de flexión.

Se tienen varias formas para clasificarlos, que son:

a) Por sus dimensiones se pueden dividir en cascarones largos, cortos e intermedios.

Son cascarones "largos" cuando su dimensión en el sentido axial es mayor que el ancho en la dirección trasversal y - cascarones "cortos" cuando el ancho es mayor que su longitud. Intermedios suelen llamarse cuando sus dimensiones - son semejantes.

b) Por su forma se clasifican en curvados en dos direcciones o curvados en una sola dirección o cilíndricos.

c) Por los materiales que intervienen en su construcción pueden ser homogéneos, cuando están contruidos con un solo - material y heterogéneos cuando se tienen diversos materiales.

En el caso de los cascarones de concreto armado, pueden - considerarse como homogéneos siempre y cuando el acero de refuerzo esté repartido de manera uniforme. Esto se debe

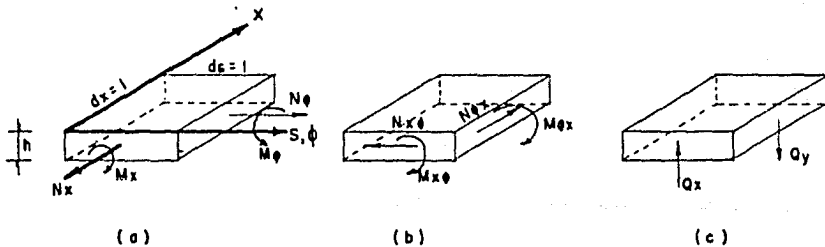
a que el refuerzo es de poca importancia respecto a la rigidez del cascarón.

- d) Por sus propiedades elásticas pueden ser isótropos y anisótropos.

Se llaman isótropos cuando las propiedades elásticas en un punto cualquiera del cascarón son las mismas en todas direcciones. En caso contrario se llaman anisótropos.

Fuerzas internas en un cascarón.-

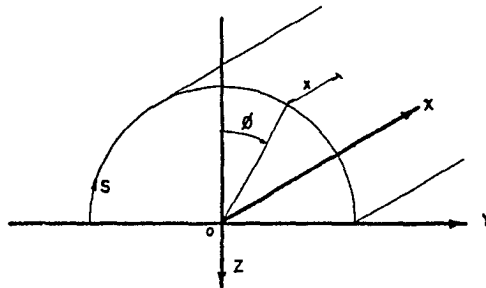
Tomando un elemento diferencial de cascarón de espesor h y de longitudes dx y ds unitarias, tendremos:



En las cuatro caras perpendiculares a la superficie del cascarón, están actuando fuerzas normales y cortantes; en las caras que no son visibles actúan fuerzas en sentido contrario. La figura a) muestra las fuerzas N_x y N_ϕ y los momentos flexionantes M_x y M_ϕ , dichas fuerzas son el resultado de los esfuerzos normales en la sección. Los esfuerzos cortantes aparecen tanto normales a la superficie como paralelos a ésta, estos esfuerzos dan lugar a las fuerzas cortantes $N_{x\phi}$ y $N_{\phi x}$ y a los momentos torsionantes $M_{x\phi}$ y $M_{\phi x}$ como se indica en la figura b).

Estos momentos torsionantes producen fuerzas transversales Q_x y Q_ϕ normales a la superficie del cascarón, figura c).

Convención de Signos para las Fuerzas Internas.- Usando un sistema de coordenadas cilíndricas, en el cual x es la dirección longitudinal o axial, s es la dirección transversal o circunferencial también llamada dirección ϕ , tendremos:



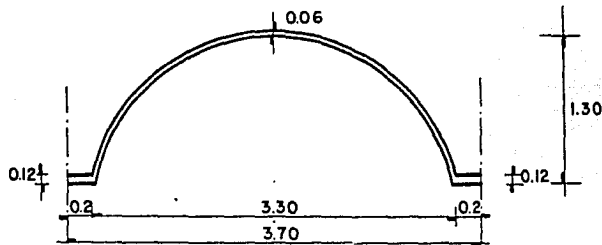
- 1.- Las fuerzas normales de tensión son positivas.
- 2.- El momento flexionante es positivo cuando produce compresión en la cara exterior del cascarón.
- 3.- Las fuerzas cortantes son positivas si reducen el ángulo recto que forman las direcciones positivas de los ejes X y S .
- 4.- Los momentos torsionantes son positivos cuando tienden a desplazar el origen de los ejes coordenados hacia arriba.
- 5.- Las fuerzas transversales son positivas cuando actúan hacia afuera en las caras de la sección que ven en dirección negativa de los ejes.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL CASCARON:

Como ya se ha mencionado, en este caso la cubierta tiene 19.50 x 40.70 mts., por lo tanto se necesitarán 11 cascarones

de 3.70 mts. de ancho y 19.50 mts. de largo; serán, de acuerdo con la clasificación que se mencionó al principio de este capítulo, de tipo cilíndrico y por sus dimensiones serán considerados como "largos" ya que su relación de largo a ancho de cada cascarón es: $\frac{19.50}{3.70} = 5.3$.

Sus dimensiones serán las siguientes:



La parte horizontal del cascarón servirá para acomodar el acero de refuerzo necesario por la tensión debida al momento flexionante de la viga cascarón y al mismo tiempo para sobrepone en esas franjas las lámparas para iluminación del local.

Por sus dimensiones y condiciones simétricas de carga he considerado que el método que debe emplearse para la resolución de este problema es el "Método de la Viga para Cascarones Simétricamente Cargados".

Este método está basado en las mismas hipótesis de la Teoría de la Elasticidad y en las siguientes consideraciones:

10. Las deformaciones de la sección transversal en su mismo plano, no implican cambios en la forma de la sección. Esto constituye la base del "Método de la Viga" y para flexión pura, puede reemplazarse por la hipótesis de Bernoulli.

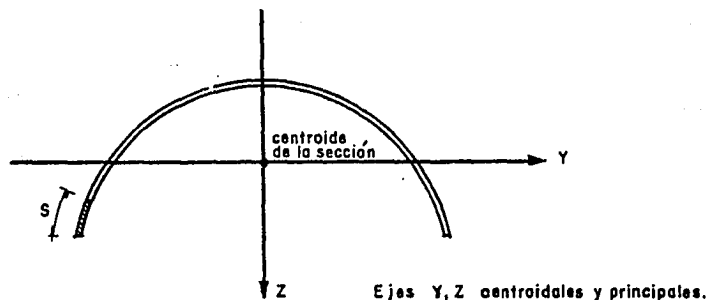
lli, la cual es bien conocida para el cálculo de vigas ordinarias.

- 2o. Los momentos M_x en la losa del cascarón los despreciamos. Esta hipótesis está justificada por el hecho de que el espesor de la losa del cascarón es incapaz de transmitir una carga considerable en dirección axial por medio de momentos flexionantes.
- 3o. Los momentos torsionantes $M_{x\phi}$ en la losa del cascarón no son de importancia.
- 4o. Los esfuerzos debidos a las fuerzas cortantes $N_{x\phi}$ no los tomaremos en cuenta.
- 5o. Las contracciones laterales no son de importancia esencial.

Como resultado de las consideraciones anteriores, con el Método de la Viga, podré calcular los elementos mecánicos N_x , $-N_{x\phi}$, N_ϕ , M_ϕ y Q_ϕ . Los dos primeros se calculan con el funcionamiento del cascarón como viga y los tres restantes por medio -- del funcionamiento del cascarón como arco.

Obtención de Fórmulas para el Cálculo:

A.- Funcionamiento del cascarón como viga:



Considero una sección transversal simétrica con respecto al eje Z y no ligada a ninguna otra estructura. La carga es simétrica con respecto al eje Z y por lo tanto no habrá resultante horizontal. Sea q_z la resultante de la carga vertical por unidad de longitud en dirección del eje X.

Si el cascarón trabaja como una viga, estará sujeto a momento flexionante y se podrán calcular los esfuerzos debidos a la flexión en cualquier punto de la sección por medio de la fórmula de la escuadría.

$$f_x = \frac{My}{I_y} Z \quad \text{Fórmula (1)}$$

My = Momento flexionante producido por la carga q_z con respecto al eje Y.

I_y = Momento de inercia centroidal y principal de la sección con respecto al eje Y.

Z = Distancia del eje Y al punto donde se quiere conocer el esfuerzo.

Para obtener N_x que es la fuerza normal por unidad de longitud de circunferencia tendremos:

$$N_x = f_x dx = \frac{My}{I_y} Z dx$$

por lo que la fuerza normal en el area considerada en la figura, será:

$$N = \int_0^s N_x ds = \int_0^s \frac{My}{I_y} Z dx ds = \frac{My}{I_y} \int_0^s Z dx ds$$

Por lo tanto tendré:

$$N = \frac{My}{I_y} B_y \quad (S) \quad \text{Fórmula (2)}$$

Como el momento M_y varía a lo largo del eje X, se tendrá una fuerza normal N diferente para cada sección. Si suponemos dos secciones transversales separadas una distancia $dx = 1$, una estará sujeta a un momento M_y y la otra a un momento $M_y + M'y$.

Por lo tanto la resultante en la dirección X será:

$$\frac{M'y}{I_y} \text{ By (S)} = - \frac{Q_z}{I_y} \text{ By (S)}$$

siendo Q_z la fuerza transversal en la viga, positiva en la dirección de Z.

La fuerza resultante axial es equilibrada por fuerzas cortantes en la sección paralela a las generatrices. Por lo tanto si N/x es la fuerza cortante por unidad de longitud de esta sección:

$$N/x = \frac{Q_z}{I_y} \text{ By (S)} \quad \text{Fórmula (3)}$$

El esfuerzo de compresión permisible en el concreto depende del peligro y está dado por la expresión

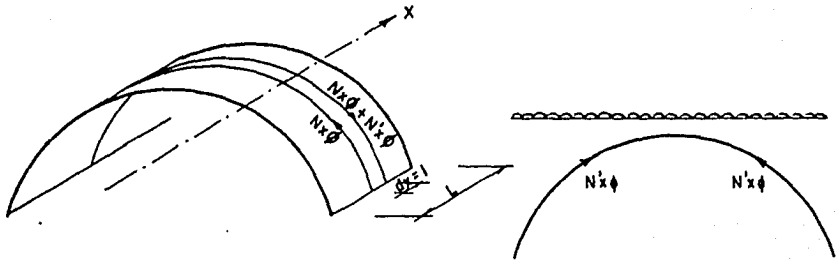
$$f_x \text{ perm.} = \frac{75}{1 + \frac{R}{200 h}}$$

donde: R = Radio de curvatura.

h = Espesor del cascarón.

Para proporcionar el fierro de refuerzo determinaré la fuerza normal total de tensión; conociendo N/x puedo proporcionar el refuerzo al cortante de la misma manera que en vigas de concreto ordinarias.

B.- Funcionamiento del cascarón como arco.



La figura representa un cascarón largo donde tenemos dos secciones transversales separadas una distancia $dx = 1$.

De acuerdo con las hipótesis, únicamente actúan en la sección las fuerzas normales N_x y las fuerzas cortantes $N_x\rho$ y $N'_x\rho$, por lo que el arco de cascarón de ancho unitario estará bajo la influencia de la carga externa y de las tangenciales $N'_x\rho$.

La fuerza $N'_x\rho$ la llamaremos cortante específica, tiene unidades de fuerza por unidad de superficie y es positiva cuando actúa en la dirección de S.

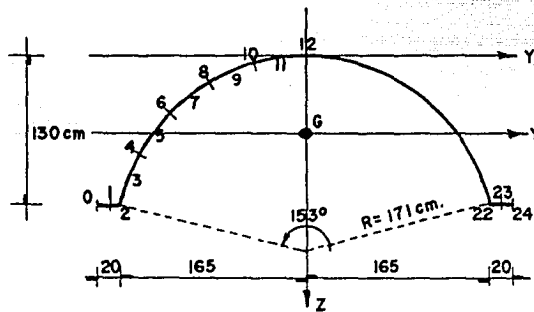
Como $N\rho x = N_x\rho$, la cortante específica se encuentra derivando la expresión (3):

$$N'_x\rho = \frac{q}{ly} \quad B_y(S) \quad \text{Fórmula (4)}$$

La cortante específica puede considerarse como tangencial a la superficie cargada, la cual juntamente con la carga externa constituye un sistema de cargas en equilibrio. Por lo tanto el arco de cascarón puede tratarse como un arco ordinario y los elementos mecánicos (fuerzas normales, fuerzas transversales y momentos) pueden calcularse fácilmente partiendo de un extremo donde todas las fuerzas internas son conocidas.

El método de la viga proporciona la mejor aproximación para cargas que se extienden sobre gran parte de la superficie del cascarón pero no puede aplicarse cuando se tienen cargas concentradas que producen grandes deformaciones en la sección transversal.

APLICACION DEL METODO.



Dado que el ángulo central es de 153° y el radio de curvatura de 171 cms., la longitud del arco del cascarón será:

$$L = \frac{2\pi r \theta}{360^\circ} = \frac{2 \times 3.14 \times 171 \times 153^\circ}{360^\circ} = 456 \text{ cm.}$$

Dividiendo esta longitud en 10 intervalos de 45.6 cms. cada uno, tendré las siguientes áreas:

$$A_s = 0.456 \text{ m.} \times 0.06 \text{ m.} = 0.0274 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 0.20 \times 0.12 = 0.0240 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{total}} = (10 \times 0.0274 \text{ m}^2) + (2 \times 0.0240 \text{ m}^2) = 0.322 \text{ m}^2.$$

Los números pares marcan los extremos de los intervalos y los números nones los puntos medios de ellos.

Debido a que el cascarón es simétrico tanto en geometría como en cargas, se analizará únicamente la mitad izquierda del mismo.

Para determinar el centroide de la sección, he escogido - un sistema de ejes coordenados Y'Z, haciendo pasar el eje Y' - por la cumbre del cascarón, (punto 12) siendo el eje tangente a la sección. Sumando acumulativamente las ordenadas Z' de los puntos medios de los intervalos (Columna 1 de la Tabla No. 1. al final de este Capítulo), obtengo el momento estático dividido entre el área del intervalo $\frac{B'y}{hl}$ (Columna 2 de la Tabla - No. 1).

El centroide de la sección estará localizado en

$$Z = \frac{\text{Momento estático}}{\text{Área}} = \frac{\frac{B'y}{hl}}{\frac{A}{hl}} = \frac{3.63}{6} = 0.61 \text{ mts.}$$

En la columna 3 de la Tabla No. 1 se obtienen las nuevas - coordenadas de los puntos medios con respecto a los ejes centri- dales y principales de la sección. Sumando acumulativamente es- tas ordenadas Z, obtengo los momentos estáticos $\frac{By}{hl}$ (Columna 4 de la Tabla No. 1).

El momento de inercia con respecto al eje Y, se obtiene -- elevando al cuadrado las ordenadas Z de los puntos intermedios y sumando dichos productos. (Columna 5, Tabla No. 1). Supongo despreciables los momentos de inercia centroidales.

$$\frac{I_y}{hl} \text{ total} = 1.36 \text{ m}^2. \times 2 = 2.72 \text{ m}^2.$$

$$I_y = \frac{I_y}{hl} \times h \times l = 2.72 \text{ m}^2. \times 0.06 \text{ m.} \times 0.456 \text{ m.}$$

$$\therefore I_y = 0.0745 \text{ m}^4.$$

Cargas Consideradas:

a) En el cascarón:

Peso propio concreto reforzado:	144 Kg/mt2.
Carga viva para azoteas con pendiente 5%	70 "
Impermeabilización:	<u>26</u> "
	W = 240 Kg/mt2. =====

∴ Carga por Metro lineal de cascarón: = 240 Kg/mt2. x
0.456 m.

$$q = 110 \text{ Kg/mt2.}$$

b) En la losa:

Peso propio concreto reforzado:	288 Kg/mt2.
Carga viva para azoteas con pendiente 5%	100 "
Relleno de tezontle:	125 "
Enladrillado:	<u>92</u> "
	W = 605 Kg/mt2. =====

∴ Carga por metro lineal de losa = 605 Kg/mt2. x 0.20 m.

$$q = 121 \text{ Kg/mt2.}$$

La carga de viento sólo se considera cuando los cascarones son muy altos. El empuje de viento así como el debido al sismo se consideran por lo general aplicados a la estructura - que soporta la cubierta.

Supongo que en cada intervalo de la sección, la carga actúa en los puntos extremos de ellos como dos fuerzas concentradas de la mitad del valor de la carga en el intervalo. Estas cargas se anotan en la columna 6.

Sumando los valores de esta columna y multiplicando por -

dos, obtengo la carga total en la sección transversal:

$$qT = 1344 \text{ Kg/m.}$$

Cálculo de la Acción de Viga:

Debido a que el cascarón está libremente apoyado en sus extremos, el momento flexionante se obtendrá con la expresión:

$$M_z = \frac{q r x l^2}{8} = \frac{1344 \text{ Kg/m.} \times 19.50 \text{ m}^2}{8} = 64,000 \text{ Kg.-m.}$$

por la fórmula de la escuadria, el esfuerzo máximo de compresión será:

$$f_x = \frac{My}{I_y} \quad Z = \frac{64,000 \text{ Kg.-M.}}{0.0745 \text{ m}^2} \quad (-0.61) = -525,000 \text{ Kg/mt}^2.$$

$$\therefore f_x = -52.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

En este caso el esfuerzo de compresión permisible es de:

$$f_x \text{ permisible} = \frac{75}{1 + \frac{R}{200 h}} = \frac{75}{1 + \frac{171}{200 \times 6}} = 67 \text{ Kg/cm}^2.$$

como f_x permisible $>$ f_x máximo, la sección transversal que se había supuesto es correcta.

La fuerza normal por intervalo está dada por la expresión:

$$N = \frac{My}{I_y} \quad B_y (s)$$

los valores de esta fuerza están anotados en la columna 7 de la Tabla No. 1.

Cálculo de la Acción del Arco:

La cortante específica se calcula con la expresión:

$$N'x\phi = \frac{q r}{I_y} \quad B_y (s)$$

estos valores se representan en la columna 8, Tabla No. 1.

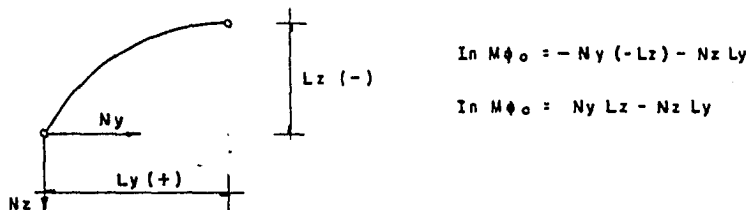
A la cortante específica corresponde una carga tangencial $N'x\phi L$ por intervalo, cuyas proyecciones son $N'x\phi L_y$ y $N'x\phi L_z$. -

Como una comprobación obtendré la suma de las componentes verticales del cortante en la columna 12, Tabla No. 1 que debe -- ser igual a la carga externa total q

Sumando en todos los puntos el cortante vertical y la carga exterior obtengo la carga resultante vertical R_z en la co--lumna 13.

En seguida, sumando acumulativamente y por separado la columna 11 y la columna 13, obtengo los valores de N_y y N_z res--pectivamente que son las resultantes de las cargas externas e internas según los ejes coordenados. Estas fuerzas son positivas cuando actúan en la dirección de los ejes. La suma empieza en el punto 0, suponiendo que el cascarón es isostático o -- sea que no tiene continuidad.

El incremento de los momentos flexionantes en el arco de cascarón, está dado por la expresión:



Sumando acumulativamente los incrementos de $M\phi_0$ en la co--lumna No. 20, encontramos el momento flexionante transversal -- en el arco de cascarón $M\phi_0$ en la sección isostática; en segui--da se calcularán las correcciones que se deben hacer a estos -- momentos isostáticos para tener en cuenta las condiciones de -- borde.

Para un cascarón interior tendré:



Cuando todos los cascarones están idénticamente cargados, sus deflexiones como vigas serán iguales, por lo que solamente podrán transmitirse de un cascarón a otro momentos M y empujes horizontales H . Estos momentos y empujes pueden ser determinados si la continuidad entre los cascarones no se rompe, con lo cual la sección del cascarón puede ser calculada como arco com puesto en sus extremos.

Únicamente si el número de cascarones paralelos es grande es válido suponer que no hay desplazamientos horizontales en la línea de arranques; sin embargo, en la práctica esta suposición está justificada aún en el caso de un cascarón interior - adyacente a un cascarón extremo, porque la fuerza horizontal - faltante en la viga de borde es de poca influencia para el cascarón interior.

Los momentos transversales finales están dados por la expresión:

$$M_{\phi} = M_{\phi 0} - M + zH$$

en donde:

$$M = \frac{S M_{\phi 0}}{N_0 \text{ Interv.}} \quad \text{y} \quad H = \frac{S z M_{\phi 0}}{Z^2}$$

las redundantes M y H se introducen en una sección imaginaria en la corona, conectada con el centro elástico del arco por me dio de un brazo rígido.

Es pues necesario calcular ahora las sumas de: $M\phi_0$ (Columna 1, Tabla 2), de Z^2 (Columna 3, Tabla 2) y de $-Z M\phi_0$ (Columna 4, Tabla 2), incluyendo únicamente la mitad de los valores de los puntos 0 y 12.

Las redundantes son:

$$M = \frac{-733}{6} = -121 \text{ Kg.} \quad H = \frac{-276}{1.44} = -192 \text{ Kg/m.}$$

Los momentos finales $M\phi$ están representados en la columna 5 de la Tabla No. 2. Para comprobar el sistema hiperestático tendré que la suma de los momentos $M\phi$ debe ser igual a cero. Se observa que las redundantes disminuyen numéricamente el momento máximo de -298 Kg-m. a -60 Kg-m.

Para completar el cálculo del cascarón como arco curvo só lo falta calcular las fuerzas normales ($N\phi$) y cortantes ($Q\phi$).

Las fuerzas NY de compresión quedan afectadas por la redundante H que vale 192 Kg/m. y produce tensión. Debido a que no hay redundante vertical, la fuerza NZ permanece igual.

Las fuerzas normales $N\phi$ están dadas por la expresión:

$$N\phi = (-NY + H) \cos \phi + NZ \sin \phi$$

y aparecen indicadas en la columna 13 de la Tabla No. 2.

Para obtener las fuerzas cortantes $Q\phi$ se emplea la fórmula:

$$Q\phi = (-NY + H) \sin \phi + NZ \cos \phi$$

y se indican en la columna 16 de la Tabla No. 2.

DIAGRAMAS

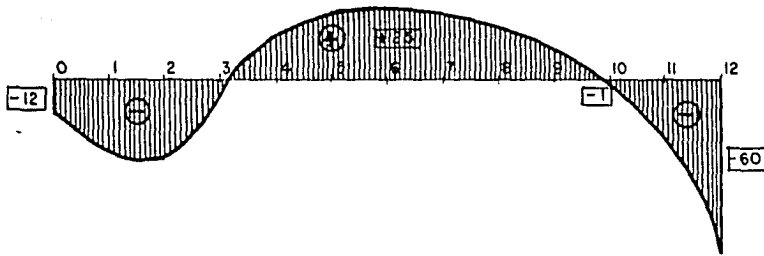


DIAGRAMA DE $M\phi$

$M\phi$ máx. (+) = 25 Kg·m

$M\phi$ máx. (-) = 60 Kg·m

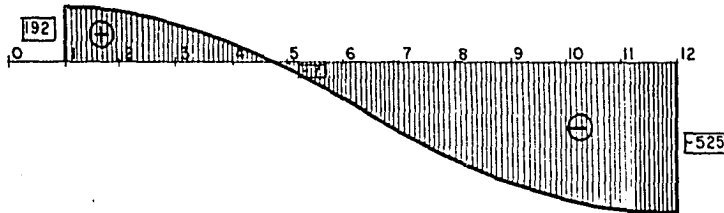


DIAGRAMA DE $N\phi$

$N\phi$ máx. (+) = 192 Kg.

$N\phi$ máx. (-) = 525 Kg.

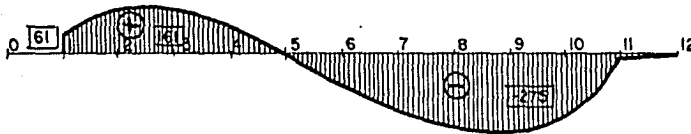


DIAGRAMA DE $Q\phi$

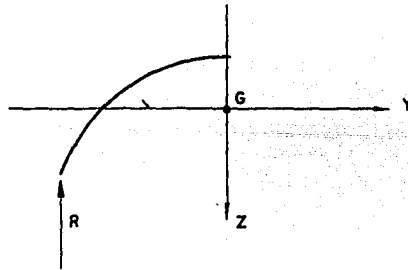
$Q\phi$ máx. (+) = 161 Kg.

$Q\phi$ máx. (-) = 275 Kg.

Cálculo del Cascarón Extremo:

Se considera al cascarón extremo como libremente apoyado en todo su perímetro; de manera que solamente tendré que calcular una redundante que es la vertical, puesto que por estar libremente apoyado, el momento valdrá cero en el apoyo, de igual manera la fuerza horizontal será igual a cero.

Las redundantes verticales serán iguales entre sí, ya que estoy considerando un cascarón libre, sin que forme parte del conjunto. Teniendo las redundantes verticales, se encontrarán los esfuerzos y con éstos, diseñaré únicamente la mitad externa del cascarón, es decir la mitad que está libremente apoyada; la otra mitad, la cual tiene continuidad, se diseñará como el cascarón interior.



La redundante R, se calculará partiendo de la base de que el desplazamiento vertical en el apoyo es nulo.

Haciendo uso del Teorema del Trabajo Virtual y llamando V_0 al desplazamiento vertical bajo un sistema de cargas, tendremos:

$$V_0 = \int_0^b \frac{M \phi_0 M \phi_p ds}{EI}$$

donde: $M\phi_0$ = momento transversal para $P = 0$.

$M\phi_p$ = momento transversal para la carga P .

$I\phi$ = momento de inercia en la dirección transversal, -
considerando un metro en sentido longitudinal =

$$\frac{N^3}{12}$$

haciendo:

$$EI\phi = K\phi$$

llamada rigidez a la flexión transversal y

$$P = 0$$

tengo:

$$v_0 = \frac{1}{K\phi} \int_0^b \frac{M\phi_0 M\phi_p \Delta x}{P}$$

$$\frac{1}{\Delta} K\phi v_0 = \frac{1}{\Delta} \int_0^b \frac{M\phi_0 M\phi_p}{P} ds$$

considerando la flecha en el centro del claro para una viga libremente apoyada y con carga uniformemente repartida:

$$v = \frac{5}{384} \frac{qr L^4}{E I_y}$$

multiplicando por $K\phi$

$$\frac{1}{\Delta} K\phi v = \frac{5}{384} \frac{qr L^4 I\phi}{I_y \Delta}$$

la deformación total en el borde será:

$$\frac{v + K\phi}{\Delta} = \frac{K\phi}{\Delta} (v + v_0)$$

(1)

Análogamente, la deformación para la carga P unitaria en el borde será:

$$V_p = \frac{1}{K\phi} \int_0^b \frac{M\phi_p \Delta x}{P}$$

$$\therefore \frac{1}{\Delta} K\phi V_p = \frac{1}{\Delta} \int_0^b \frac{M\phi_p \Delta x}{P}$$

la deformación total es:

$$\boxed{\frac{V_1 K\phi}{\Delta} = \frac{K\phi}{\Delta} (V + V_p)} \quad (2)$$

Como los desplazamientos de un punto cualquiera deben -- ser iguales, de las expresiones (1) y (2), obtengo el porcentaje de la carga que es transportada en dirección transversal:

$$F \% = \frac{V + \frac{1}{\Delta} \int_0^b M\phi_o M\phi_p ds}{V + \frac{1}{\Delta} \int_0^b M\phi_p^2 ds}$$

por lo tanto el valor de la redundante R será:

$$R = P \left(\frac{V + \frac{1}{\Delta} \int_0^b M\phi_o M\phi_p ds}{V + \frac{1}{\Delta} \int_0^b M\phi_p^2 ds} \right)$$

Para poder aplicar lo anterior, es conveniente escoger la carga $P = \frac{1}{2} q$, siendo en este caso $P = -672 \text{ Kg/m.}$, de modo que la cortante específica es la misma de antes pero con signo contrario.

La fuerza R_z está representada en la columna No. 1 de la Tabla No. 3, en el Punto 0 aparece la carga $P = -672 \text{ KG/m.}$ y

en los demás puntos aparece $N \Delta z$ con signo contrario. Su-
mando acumulativamente los valores de Rz , obtenemos en la co-
lumna No. 2 los valores de NZ .

En la columna No. 5 aparecen los valores de $Ny \Delta z$ pero --
con signo contrario debido al signo de P .

Para obtener los valores de $M \phi_p$ (Col. No. 7), se sigue el
camino usual detallado con anterioridad. En la columna No. 8
se indican los valores antes obtenidos para $M \phi_o$ pero con signo
contrario.

Una vez obtenidos los productos $M \phi_o M \phi_p$ (columna 9) y $M \phi_p^2$
(columna 10), procedo al cálculo de las deformaciones. La de-
formación por la acción de la viga es:

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V = \frac{5}{384} \frac{q r L \cdot l \phi}{I_y \Delta} = \frac{5}{384} \frac{1344 \times 19.50 \times \frac{0.06^3}{12}}{0.0745 \times 0.456} = 1340 \text{ Kg-m.}$$

Para $P = 0$, la deformación del arco en el borde es:

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V_o = \frac{1}{\Delta} \int_0^{12} M \phi_o M \phi_p ds = \frac{437 \cdot 320}{672} = 650 \text{ Kg-m.}$$

el divisor 672 se debe a que el momento $M \phi_p$, se determina para
 $P = -1$. La deformación total en el borde es:

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V_r = 1990 \text{ Kg-m.}$$

Para $P = -672$, la deformación del arco en el borde es:

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V_p = \frac{1}{\Delta} \int_0^{12} M \phi_p^2 ds = \frac{1361 \cdot 600}{672} = 2020 \text{ Kg-m.}$$

La deformación total en el borde es:

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V_r = 3360 \text{ Kg-m}$$

$$\therefore F \% = \frac{1990}{3360} = 59.1 \%$$

lo que indica que el 59.1% de la carga es transportada en dirección transversal. El valor de la redundante R será:

$$R = 672 \times 0.591 = - 397 \text{ Kg/m.}$$

Los valores de los momentos $M_{\phi p}$, los afecto del coeficiente correctivo $- F$ en la columna No. 11; sumando estos valores a $M_{\phi o}$, obtengo los momentos transversales finales M_{ϕ} .

Como comprobación debe tenerse que la suma de los productos $M_{\phi o}$ y $M_{\phi p}$ deberá ser igual a la deformación real en el borde:

$$\frac{M_{\phi o} + M_{\phi p}}{P} = \frac{337100}{672} = 540$$

$$\frac{1}{\Delta} K \phi V_r = 1340 (1 - 0.591) = 548$$

Esto significa que los cálculos están correctos.

Para completar el cálculo del cascarón como arco, se procede en la forma ya mencionada. Este cálculo está anotado en la Tabla No. 4, al final de este capítulo; en dicho cálculo se ha hecho uso de las ecuaciones:

$$N_{\phi} = - N_{y_0} \cos \phi + (N_{z_0} + N_{z_p} \times 59.1\%) \sin \phi$$

$$Q_{\phi} = - N_{y_0} \sin \phi + (N_{z_0} + N_{z_p} \times 59.1\%) \cos \phi$$

$$N\phi = -N_{y0} \cos \phi + (N_{z0} + N_{zp} \times 59.1\%) \sin \phi$$

$$Q\phi = -N_{y0} \sin \phi + (N_{z0} + N_{zp} \times 59.1\%) \cos \phi$$

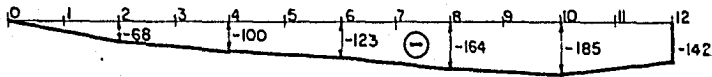


DIAGRAMA DE $M\phi$

$M\phi \text{ máx (+)} = 0$

$M\phi \text{ máx (-)} = 185 \text{ Kg-m.}$

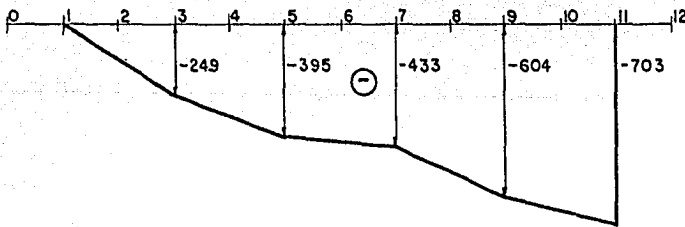


DIAGRAMA DE $N\phi$

$N\phi \text{ máx (+)} = 0$

$N\phi \text{ máx (-)} = 703 \text{ Kg.}$

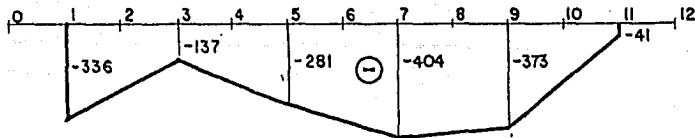


DIAGRAMA DE $Q\phi$

$Q\phi \text{ máx (+)} = 0$

$Q\phi \text{ máx (-)} = 404 \text{ Kg.}$

Diseño del Peralte y del Acero de Refuerzo:

Una vez obtenidos todos los elementos mecánicos se puede proceder al diseño del cascarón.

Cálculo de las constantes:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \dots \quad f_c = 0.45 f_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2. \quad n = \frac{478}{w^{3/2} \sqrt{f_c}} = \frac{478}{2.4^{3/2} \sqrt{210}} = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{9 \times 94.5}} = 0.405$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.405}{3} = 0.865$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} 94.5 \times 0.405 \times 0.865 = 16.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$c = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{16.5}} = 0.246$$

En los diagramas anteriores se observa que el momento máximo en valor absoluto es de 186 Kg/m. El peralte necesario para ese momento será:

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.246 \sqrt{\frac{18500}{100}} = 3.4 \text{ cm.}$$

si considero 2 cms. de recubrimiento se tendrá:

$d = 3.4 + 2 = 5.4 \text{ cms.}$ (6 cms. supuestos, por lo tanto tomaré:

$$d = 4.0 \text{ cms.} \quad h = 6.0 \text{ cms.}$$

El área de acero necesaria para tomar el momento negativo máximo en un cascarón extremo es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{185,000}{1400 \times 0.865 \times 4} = 3.82 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

usando varilla corrugada de 0.95 cm. (No. 3) de diámetro la separación será:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{3.82} = 18 \text{ cm. c. a c.}$$

En el cascarón interior se obtuvieron unos momentos flexionantes muy pequeños; como la separación del refuerzo va a estar regida por especificaciones, he considerado conveniente colocar ese refuerzo a la mitad del peralte ya que se obtiene una gran facilidad en la colocación del mismo pues no se tienen que doblar las varillas siguiendo el signo de los momentos, entonces tendré:

$$d = 3 \text{ cms. y } A_s = \frac{6000}{1400 \times 0.865 \times 3} = 1.65 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

usando varilla lisa de 0.635 cms. (No. 2) de diámetro, la separación será:

$$s = \frac{0.32 \times 100}{1.65} = 19 \text{ cms.}$$

El área de acero necesaria para tomar los esfuerzos por -contracción y temperatura es:

$$A_{st} = p_b h = 0.0025 \times 100 \times 6 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

si se usa varilla lisa de 0.635 cm. (No. 2) de diámetro la separación será:

$$S = \frac{0.32 \times 100}{1.50} = 21 \text{ cm.}$$

Por especificación tenemos que para el refuerzo principal:

$$S \text{ máx. } \left\{ \begin{array}{l} 3 h = 3 \times 6 \text{ cm.} = \underline{\underline{18 \text{ cm.}}} \quad \text{Rige.} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

La separación máxima del refuerzo por temperatura será:

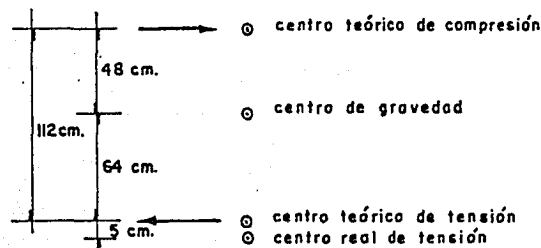
$$S \text{ máx. } \left\{ \begin{array}{l} 5 h = 5 \times 6 \text{ cm.} = \underline{\underline{30 \text{ cm.}}} \quad \text{Rige.} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Las fuerzas normales $N\phi$ y las fuerzas cortantes $Q\phi$ producen esfuerzos muy pequeños y por lo tanto despreciables.

Ahora diseñaré el refuerzo para tomar los esfuerzos de la acción de la viga del cascarón.

La fuerza máxima de tensión en el centro del claro es de 30,460 Kgs. Esta fuerza se calculó suponiendo que el refuerzo estuviera distribuido en toda la zona de tensión.

Debido a que se colocará este refuerzo únicamente en las losetas horizontales, debo hacer una corrección tomando en cuenta la posición real del refuerzo.



Brazo resistente teórico = 112 cm.

Brazo resistente real = 112 + 5 = 117 cms.

La fuerza de tensión se reduce a:

$$\frac{112}{117} + 30460 = 29,200 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{29,200}{1,400} = 21.8 \text{ cm}^2.$$

Usando varilla corrugada de 1.905 cm. (No. 6) de diámetro tendré:

$$N = \frac{21.8}{2.85} = 7 + \dots = 8 \text{ Vars.}$$

La distancia a partir del centro del claro a la cual puedo suprimir la mitad del refuerzo es:

$$x = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{M}{M_{\text{máx}}}} = \frac{19.50}{2} \sqrt{\frac{32\,000}{64\,000}} = 6.90 \text{ m.}$$

Para proporcionar el refuerzo al cortante, debo obtener - el valor de las reacciones del cascarón actuando como viga:

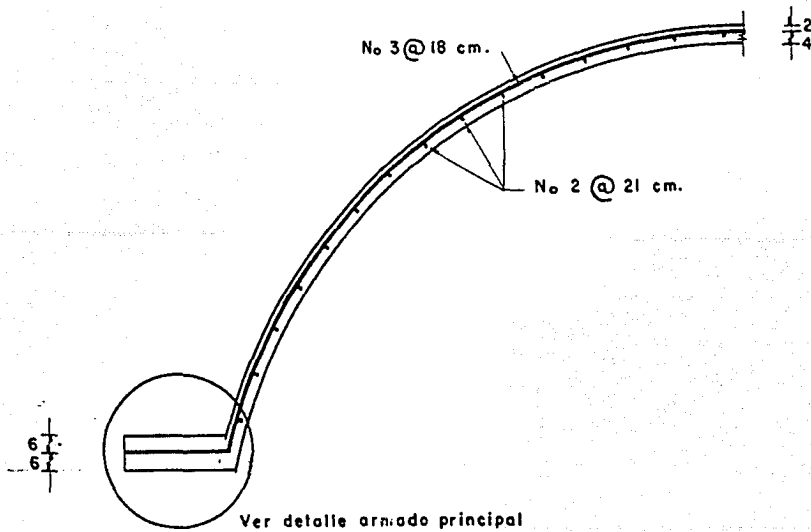
$$R = \frac{1}{2} q_t l = \frac{1}{2} \times 1344 \times 19.5 = 13,100 \text{ Kg.}$$

el esfuerzo cortante será:

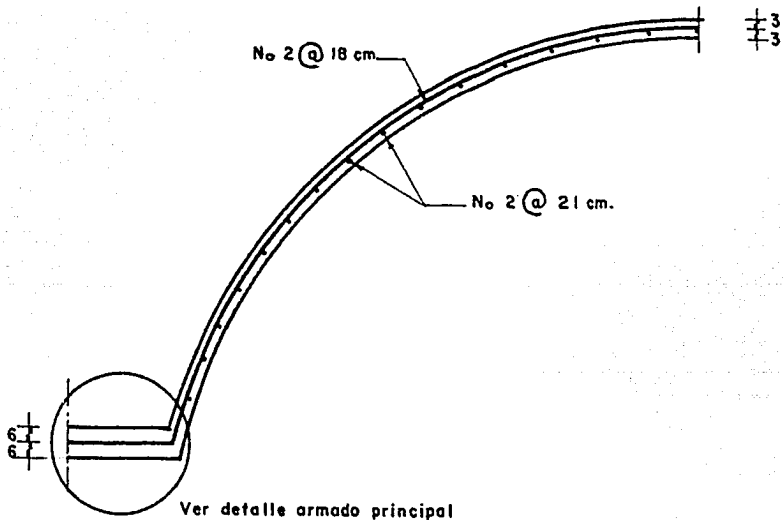
$$V = \frac{R}{\text{Area}} = \frac{13100}{3220} = 4.07 \text{ Kg/cm}^2.$$

dado que el concreto toma 4.20 Kg/cm^2 ., no es necesario refuerzo para el cortante.

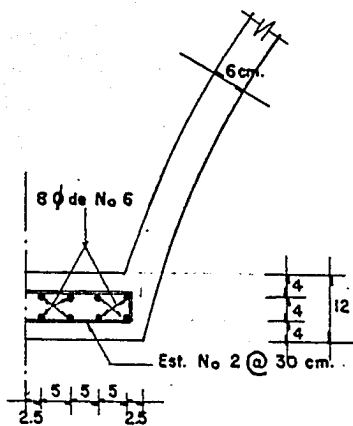
CROQUIS DE ARMADOS:



CASCARON EXTREMO



CASCARON INTERIOR



A 6.90 mts. del ξ
podemos quitar 4 ϕ
del No 6

DETALLE ARMADO PRINCIPAL

T A B L A N º 1

PUNTO	Z'	B _y /ΔA	Z	B _y /ΔA	Z ²	q	N	N'xφ	Δy	Δz	NkφΔy	NkφΔz	Rz	Ny	Nz	Δz	Δy	NyΔz	-NzΔy	ΔMφo	Mφo
	m	m	m	m	m	Kg/m.	Kg	Kg/m.	m	m	Kg/m	Kg/m.	Kg/m.	Kg/m.	Kg/m.	m.	m.	Kg	Kg	Kg	Kg.
0		0.00		0.00		61		0	0.10	0.00	0	0	61								0
1	1.30		0.69		0.48		16 300							0	61	-0.00	0.20	0	-12	-12	
2		1.30		0.69		116		342	0.15	-0.20	51	-68	48								-12
3	1.10		0.50		0.25		11 800							51	109	-0.41	0.16	-21	-17	-38	
4		2.40		1.19		110		589	0.22	-0.40	130	-236	-126								-50
5	0.70		0.10		0.01		2 360							181	-17	-0.37	0.26	-67	4	-63	
6		3.10		1.29		110		639	0.32	-0.33	204	-211	-101								-113
7	0.37		-0.23		0.05		-5450							385	-118	-0.28	0.36	-108	42	-66	
8		3.47		1.06		110		525	0.39	-0.23	205	-122	-12								-179
9	0.14		-0.47		0.22		-1100							590	-130	-0.18	0.42	-106	55	-51	
10		3.61		0.59		110		288	0.44	-0.12	127	-35	75								-230
11	0.02		-0.59		0.35		-14000							717	55	-0.06	0.45	-43	-25	-68	
12		3.63		0.00		55		0	0.23	-0.02	0	0	55								-298
Σ					1.36	672		2 383	1.85	-1.30	717	672	0			-1.30	1.85	-345	47	-298	

TABLA N° 2

PUNTO	Mφ _o Kg	z m	z ² m ²	-z Mφ _o Kg·m ²	Mφ Kg	-Ny+H Kg/m	Nz Kg/m	φ	sen φ	cos φ	Ny+Hcosφ Kg/m	Nz sen φ Kg/m	Nφ Kg/m	-Ny+Hsenφ Kg/m	Nz cos φ Kg/m	Q φ Kg/m
0	0	0.69	0.48	0 - 12												
1						+192	61						+192			61
2	-12	0.69	0.48	8 - 24												
3						+141	109	68°51'	0.9326	0.3608	+51	+102	+153	+132	+39	161
4	-50	0.27	0.07	14 19												
5						+11	-17	53°33'	0.7939	0.6081	+6	-13	-7	+9	-10	-1
6	-113	-0.09	0.01	-10 25												
7						-193	-118	38°15'	0.6191	0.7853	-152	-73	-225	-119	-93	-212
8	-178	-0.36	0.14	-68 15												
9						-398	-130	22°57'	0.3859	0.9209	-363	-51	-414	-155	-120	-275
10	-230	-0.66	0.31	-129 - 1												
11						-525	55	7°34'	0.1317	0.9913	-520	+7	-513	-69	+54	-15
12	-298	-0.61	0.37	-182 - 60		-525	0	0	0.0000	1.0000	-525	0	-525	0	0	0
Σ	-733		1.44	-276 1±0												

T A B L A N ° 3

PUNTO	Qz	Nz	Δy	- Nz Δy	Ny Δz	Δ Mφ	Mφp	Mφo	Mφo Mφp	Mφp ²	Mφp(-F)	Mφ	Mφ Mφp
	Kg/m.	Kg/m.	m.	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg ²	Kg ²	Kg	Kg	Kg ²
0	- 672						0	0	0	0	0	0	0
1		- 672	0.20	135	0	135		12	1620	18 000	- 80	- 68	9 180
2	68						135						
3		- 604	0.16	97	21	118		50	12 700	64 100	- 150	- 100	25 300
4	235						253						
5		- 368	0.26	96	67	163							
6	211						416	113	47 000	173 500	- 246	- 123	51 200
7		- 157	0.36	56	108	164							
8	122						580	179	104 000	337 000	- 343	- 164	95 000
9		- 35	0.42	15	106	121							
10	35						701	230	161 000	491 000	- 415	- 185	130 000
11		0	0.45	0	43	43							
12	0						744	298	111 000	556 000	- 440	- 142	26 400
Σ							2 457			1 361 600		- 711	3 371 000

T A B L A N º 4

PUNTO	- Ny	Nz+NZpF	ϕ	sen ϕ	cos ϕ	- Ny cos ϕ	(Nz+NZpF) sen ϕ	N ϕ	- Ny sen ϕ	(Nz+NZpF) cos ϕ	Q ϕ
	Kg/m	Kg/m				Kg/m	Kg/m	Kg/m	Kg/m	Kg/m	Kg/m
0											
1	0	- 336						0			- 336
2											
3	- 51	- 247	68° 51'	0.9326	0.3608	- 18	- 231	- 249	- 48	- 89	- 137
4											
5	- 181	- 235	53° 33'	0.7939	0.6081	- 109	- 186	- 395	- 140	- 141	- 281
6											
7	- 385	- 211	38° 15'	0.6191	0.7853	- 302	- 131	- 433	- 238	- 166	- 404
8											
9	- 590	- 151	22° 57'	0.3899	0.9209	- 545	- 59	- 604	- 234	- 139	- 373
10											
11	- 717	55	7° 34'	0.1317	0.9913	- 710	7	- 703	- 95	54	- 41
12											
Σ											

C A P I T U L O I V

ESPECIFICACIONES, COSTOS Y PROGRAMAS DE OBRA PARA AMBAS ALTERNATIVAS.

TIPO "A".- Alternativa con armaduras metálicas y losa de concreto armado.

I.- ESPECIFICACIONES:

Para obtener el presupuesto de esta alternativa, he tomado en consideración las siguientes especificaciones importantes;

10. Las viguetas l de 17.8 cms. (7 pulgadas) de peralte que soportan la losa de concreto serán de acero tipo A-36 o sea $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$.
20. Las armaduras se fabricarán con perfiles laminados de acero tipo A-36 con las secciones que se obtuvieron en el cálculo respectivo.
30. Los electrodos que se usen para soldadura en las armaduras estarán de acuerdo con las especificaciones A.S.I.M. Serie A-233, Clase E-60 ó E-70.
40. El concreto para la losa deberá tener un esfuerzo de ruptura $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. con un revenimiento de 8 a 10 cms.
50. La cimbra de contacto para la losa será a base de duela de 5 cms. machimbada de ancho, cepillada a una cara para obtener un acabado aparente del concreto. Deberá aplicarse sobre la duela algún lubricante incoloro para evitar la adherencia del concreto con la madera y facilitar el des--cimbrado.

60. Sobre la losa de concreto, se ha considerado en el presupuesto, la colocación de un enladrillado asentado y juntado con mortero cemento-cal arena en proporción.

II.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE DOS CONCEPTOS DEL PRESUPUESTO.

Precio de estructura de acero, fabricada y montada por --
unidad de obra terminada. Unidad: Kilogramo.

a) Materiales:

Perfiles laminados incl.

5% de desperdicio: 1.05 KG. x \$ 2.40 = \$ 2.52/Kg.

Pernos de anclaje: 0.01 Kg. x \$ 8.50 = " 0.09/Kg.

Paintura: 0.006 Kg.x \$ 8.00 = " 0.05/Kg.

Soldadura E-60. 0.025 Kg.x \$ 8.50 = " 0.21/Kg.

S U M A: \$ 2.87/kg.
=====

b) Mano de Obra:

Fabricación:

$\frac{1 \text{ Sold.} + 2 \text{ Ayud.}}{300 \text{ kg/día.}} = \frac{63.50 + (2 \times 38.84)}{300 \text{ kg.}} = \$ 0.47/\text{Kg.}$

Montaje:

$\frac{1 \text{ Montador} + 2 \text{ Ayud.}}{500 \text{ kg/día.}} = \frac{78.33 + (2 \times 43.51)}{500 \text{ kg.}} = " 0.33/\text{Kg.}$

S U M A: \$ 0.80/kg.
=====

c) Equipo:

Fabricación:

$\frac{1 \text{ Sold. Eléct.} + 1 \text{ Eq. Corte.}}{300 \text{ kg/día.}} = \frac{60.00 + 25.00}{300 \text{ kg.}} = \$ 0.28/\text{Kg.}$

Montaje:

$\frac{1 \text{ Sold. gasolina} + 1 \text{ Malacate} + 1 \text{ pluma} + 1 \text{ Eq. Corte.}}{500 \text{ kg/día.}} =$

$\frac{100.00 + 80.00 + 25.00 + 25.00}{500 \text{ kg.}} = " 0.46/\text{Kg.}$

S U M A: \$ 0.74/Kg.
=====

d) Varios:

Materiales adicionales (Oxígeno, esmeriles, gasolina, etc.)	\$ 0.18/Kg.
Maniobras de carga y descarga:	" 0.03/Kg.
Fletes:	<u>" 0.10/Kg.</u>
S U M A:	\$ 0.31/Kg. =====

R E S U M E N:

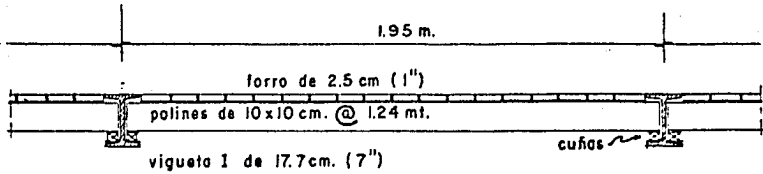
a) Materiales:	\$ 2.87
b) Mano de Obra:	" 0.80
c) Equipo:	" 0.74
d) Varios:	<u>" 0.31</u>
	\$ 4.72
12% Administración e Indirectos:	<u>" 0.57</u>
	\$ 5.29 \$ 5.30/Kg. =====

Precio de concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. acabado aparente en losa sobre armaduras. Unidad: M^3 .

a) Concreto:

Cemento: 0.340 Ton/m^3 .	x \$ 270.00 =	\$ 91.80
Arena: $0.500 \text{ M}^3/\text{M}^3$.	x \$ 35.00 =	\$ 17.50
Grava: $1.000 \text{ M}^3/\text{M}^3$.	x \$ 35.00 =	\$ 35.00
Revolvedora 10S.		\$ 5.43
Mano de obra, Mezclado: $\frac{1 \text{ Cabo} + 6 \text{ peones}}{16 \text{ M}^3}$.		\$ 15.94
Herramienta, 2% de Mano de Obra:		<u>\$ 0.32</u>
S U M A:		\$ 165.99 =====

b) Cimbra:



Madera contacto, madrinas y cuñas:

$\frac{20 \text{ P.T.} \times \$ 2.20}{4 \text{ usos.}}$	=	\$ 11.00
Clavo: 0.250 Kg. x \$ 3.40/Kg.	=	" 0.85
Mano de Obra; Cimbrado y Descimbrado:		" 20.00
Herramienta: 2% de Mano de obra:		<u>" 0.40</u>
		\$ 32.25/M ² .
		=====

Para 1.00 M³. de concreto se requieren 12.50 M². de cimbra, por tanto: \$ 32.35/M². x \$ 12.50 M². \$ 404.37

=====

c) Transporte, colado, vibrado y curado:

Mano de Obra: $\frac{2 \text{ albañiles} + 10 \text{ peones}}{10 \text{ M}^3}$	=	\$ 47.00
Vibrador: $\frac{\$ 64.00/\text{día.}}{20 \text{ M}^3/\text{día.}}$	=	" 3.20
Curado: 0.025 x 35.00 =		" 0.87
Herramienta: 2% de mano de obra:		" 0.94
Malacate: Maquinaria y operador:		<u>" 6.00</u>

S U M A: \$ 58.01/M³.

=====

RESUMEN:

a) Concreto:	\$ 165.99	
b) Cimbra:	" 404.37	
c) Transporte, Colado, etc.	<u>" 58.01</u>	
Costo Directo:	\$ 628.37	
12% Gastos Indirectos:	<u>" 75.40</u>	
	\$ 703.77	\$ 703.77/M ³ .
	<u>=====</u>	<u>=====</u>

III.- PRESUPUESTO DE ESTA ALTERNATIVA:

<u>C o n c e p t o</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Unidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Importe</u>
1.- Fabricación y montaje de armaduras trianguladas a dos aguas. Perfiles laminados de acero tipo -- A-36 (10 Armaduras).	11,400.00	Kg.	5.30	60,420.00
2.- Suministro y montaje de viguetas "1" de 17.8 cms. (7 pulgadas) para contra venteo y apoyo de la losa de concreto. Incluye conectores (99 viguetas).	8,340.00	Kgs.	4.80	40,032.00
3.- Losa de concreto aparente, f'c = 210 Kg/cm ² . de 8 cms. de espesor.	63.60	M3.	703.77	44,759.77
4.- Suministro, habilitación y colocación de fierro - de refuerzo, grado inter medio.	3,000.00	Kgs.	3.60	10,800.00
5.- Enladrillado de azotea - de acuerdo con especificaciones mencionadas.	795.00	M2.	36.00	28,620.00
6.- Chaflanes en enladrillado azotea.	120.00	M.L.	7.00	<u>840.00</u>
				\$ 185,471.77
				<u>=====</u>

= CIENTO OCHENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y UN PESOS -

77/100 M.N. =

TIPO "B".- Alternativa con cascarones de concreto armado.

I.- ESPECIFICACIONES:

Las dimensiones y armados de los cascarones han quedado - establecidos de acuerdo con el cálculo respectivo; solamente - haré mención de algunas especificaciones importantes para su - construcción y el presupuesto.

10. El esfuerzo de ruptura del concreto se ha considerado como $f_t = 210 \text{ Kg/cm}^2$. con un revenimiento de 9 a 11 cms.
20. El acero de refuerzo tendrá como límite de fluencia - - - 2,812 Kg/cm². o sea de grado intermedio.
30. Deberá usarse concreto con agregado máximo de 19 mm. - - (3/4 pulgada) con el fin de hacer más manejable la revolutura y obtener un mejor acabado tanto en la superficie - inferior como superior de los cascarones.
40. La cimbra de contacto para los cascarones tendrá las mismas características mencionadas en la alternativa anterior.
50. Sobre la superficie exterior de los cascarones, se ha considerado en el presupuesto, la aplicación de un impermeabilizante de emulsión asfáltica de tipo acuoso adicionado con fibras minerales y hules sintéticos.

II.- ANALISIS DEL PRECIO UNITARIO DEL CONCRETO, EL CUAL ES EL MAS IMPORTANTE DEL PRESUPUESTO:

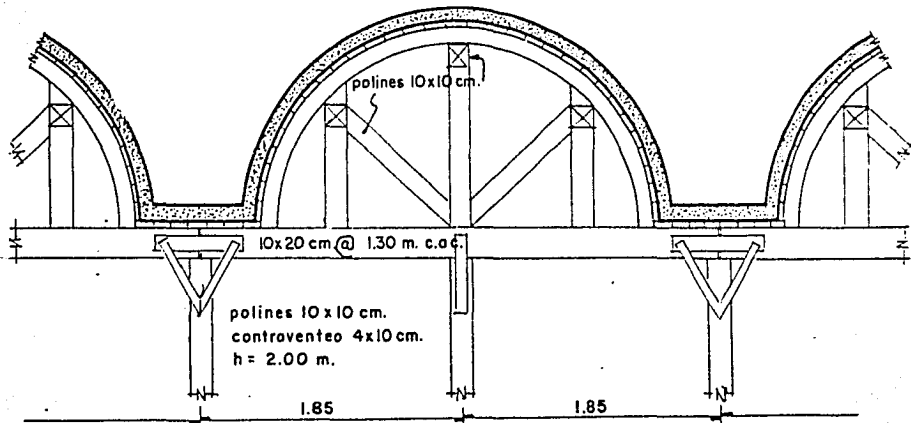
Precio de concreto $f_t = 210 \text{ Kg/cm}^2$., acabado aparente en cascarones y trabes. Unidad: M³.

a) Concreto:

Cemento:	0.340 Ton/M ³ .	x \$ 270.00 =	\$ 91.80
Arena:	0.500 M ³ /M ³ .	x \$ 35.00 =	" 17.50
Grava 19 mm.	1.000 M ³ /M ³ .	x \$ 42.00 =	" 42.00
Revolvedora 10 S:			" 5.43
Mano de Obra:	Mezclado:	$\frac{1 \text{ Cabo} + 6 \text{ peones}}{16 \text{ M}^3}$	" 15.94
Herramienta:	2% de Mano de Obra:		" 0.32
			\$ 172.99/M ³ .
			=====

b) Cimbra:

Loso concreto de 6 cm.
 Forro duela 2.5 x 5 cm.
 Cerchas 4x10 cm @ 1.30 m. c.a.c.



Madera: De contacto, cachetes y cuñas -
 considerando 4 usos: $\frac{20.50 \text{ F.T./M}^2. \times \$2.30}{4}$ \$ 11.79

En pies derechos, cerchas, etc., conside
 rando 6 usos: $\frac{48.50 \text{ F.T./M}^2. \times \$ 2.10}{6}$ = " 16.81

Clavo: 0.600 Kg. x \$ 3.90 = " 2.04

Mano de obra: Cimbrado y descimbrado: " 33.00

Herramienta: 2% de Mano de Obra: " 0.66

S U M A: \$ 64.30/M².
 =====

Para 1.00 M³. de concreto se requieren 14 M². de cim-
bra, por tanto: \$ 64.30/M². x 14.00 M²/M³. = \$ 900.20/M³.
=====

c) Transporte, Colado, Vibrado y Curado:

Mano de Obra: $\frac{2 \text{ albañiles} + 10 \text{ peones.}}{5 \text{ M}^3}$	=	\$	94.00
Vibrador:	"		3.20
Curado:	"		0.87
Herramienta: 2% de Mano de Obra:	"		1.865
Malacate: Maquinaria y Operador:	"		<u>12.00</u>
	S U M A:	\$	<u>111.93/M³.</u>
			=====

R E S U M E N:

a) Concreto:	\$	172.99
b) Cimbra:	"	900.20
c) Transporte, Colado, etc.	"	<u>111.93</u>
Costo Directo:	\$	1,185.12
12% Gastos Indirectos:	"	<u>142.21</u>
	\$	<u>1,327.33</u>
	\$	<u>1,327.33/M³.</u>
		=====

III.- PRESUPUESTO DE ESTA ALTERNATIVA:

<u>C o n c e p t o</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Unidad</u>	<u>P.U.</u>	<u>Importe</u>
1.- Concreto f'c=210 Kg/cm ² ., acabado aparente en cas- carones.	69.00	M3.	1,327.33	91,585.77
2.- Suministro, habilitación y colocación de fierro - de refuerzo, grado inter- medio.	11,525.00	Kgs.	3.90	44,947.50
3.- Impermeabilizante sobre cascarones de acuerdo -- con especificaciones.	996.00	M2.	32.00	<u>31,872.00</u>
				<u>\$ 168,405.27</u>
				=====

=CIENTO SESENTA Y OCHO MIL CUATROCIENTOS CINCO PESOS 27/100 M.N.=

PROGRAMAS DE OBRAS PARA AMBAS ALTERNATIVAS: —

I.- ALTERNATIVA CON ARMADURAS METÁLICAS Y LOSA DE CONCRETO ARMADO

CONCEPTO	1er. MES		2º MES			3er. MES			4º MES							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
FABRICACION ARMADURAS																
MONTAJE DE ESTRUCTURA																
LOSA CONCRETO ARMADO																
ENLADRILLADO DE AZOTEA																

II.- ALTERNATIVA CON CASCARONES DE CONCRETO ARMADO.

CONCEPTO	1er. MES		2º MES			3er. MES			4º MES							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
CIMBRA APARENTE																
Fro. Ref. y COLADO CONCRETO																
IMPERMEABILIZANTE AZOTEA																

C A P I T U L O V

C O N C L U S I O N E S:

La comparación entre los dos tipos de cubierta que se han estudiado en esta Tesis, deberá establecerse tomando en cuenta los siguientes aspectos que son fundamentales para una correcta elección:

1o. Arquitectónico y Funcional.

Desde el punto de vista arquitectónico, es evidente -- que los cascarones presentan una gran ventaja sobre el -- otro tipo de cubierta, ya que su aspecto tanto en fachada como interiormente es más agradable y pueden proyectarse con diversas características geométricas; sin embargo, de bo mencionār que para el caso particular de un gimnasio, ocasionan algunos problemas de funcionamiento, tales como:

- a) Escaso aislamiento a la temperatura exterior dado el poco espesor de la losa de concreto.
- b) Presentan problemas acústicos, debiendo aplicarse en algunos casos, un material absorbente del sonido en la parte inferior de la losa.
- c) Por su misma forma se encuentran dificultades para la instalación de ductos para aire acondicionado y para una correcta distribución de las unidades de iluminación.

- d) Los impermeabilizantes de membrana que es necesario aplicar sobre la losa, en muchos casos ocasionan filtraciones de agua ya que a la intemperie pierden sus características elásticas y se producen grietas.

En el caso de la cubierta con armaduras metálicas, se puede mejorar mucho el aspecto del local, ocultándolas mediante un falso plafón que si bien es costoso, dada la altura del mismo y la longitud de los colgantes para sostenerlo, soluciona prácticamente todos los problemas que se mencionaron anteriormente ya que el espacio entre dicho plafón y la losa de concreto, permite un buen aislamiento térmico y acústico, se ocultan los ductos de aire y se obtiene una correcta repartición de las lámparas.

2o. Aspecto Económico.

Al comparar los resultados obtenidos en los presupuestos de ambas alternativas, se notará que para este caso particular, se obtuvo un costo ligeramente más alto para la cubierta con armaduras metálicas, sin embargo deben tenerse en cuenta los siguientes factores que influyeron:

- a) La separación entre columnas, que fue fijada por razones arquitectónicas en 3.70 Mts., es pequeña para este tipo de techo ya que aumenta innecesariamente el número de armaduras. Podía proyectarse entre ejes de 5.00 Mts. sin aumentar notablemente las secciones de los perfiles usados.
- b) Las viguetas "I" de 17.8 cms. (7 pulgadas) que se han proyectado como largueros entre armaduras y para reci

bir la losa de concreto, incrementan notablemente el costo de la cubierta ya que su sección está sobrada, sin embargo se escogió ese perfil para facilitar la operación de cimbrar la losa.

- c) El peso propio de la cubierta con armaduras metálicas es más alto que con cascarones de concreto; en efecto, si se observan los volúmenes de concreto de ambas soluciones, se notará que son semejantes y habrá que -- aumentar a la primera, el peso de las armaduras y viguetas y desde luego se tendrá que a mayor peso propio, mayor costo de la cubierta.

Analizando detalladamente los factores mencionados, puede reducirse bastante el importe de la alternativa "A" y ser más bajo que los cascarones de concreto armado como sucede en la mayoría de los casos.

30. Tiempo de Ejecución.

Para esta obra considero que la cubierta a base de armaduras metálicas, puede ejecutarse en cuatro ó cinco semanas menos que los cascarones de concreto, dado que se procederá a la fabricación de las armaduras mientras se construyen las columnas que las soportarán; esta ventaja no se tiene en la alternativa "B", la cual requiere que estén terminados cuando menos cinco ó seis entre-ejes de columnas para proceder a cimbrar. Además, el procedimiento de construcción para los cascarones es más complicado y requiere por tanto mayor tiempo de ejecución.

En vista de las consideraciones anteriores, opino que para un gimnasio, en la mayoría de los casos será más conveniente la construcción de la cubierta con armaduras metálicas y lo sa de concreto armado.