

300615

2  
24



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

UNIVERSIDAD LA SALLE  
ESCUELA DE INGENIERIA

"ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE  
CIMBRAS PARA LOSAS EN EDIFICACION"

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PRESENTA:  
EL C. HECTOR LUIS BRACHO BLANCHET  
PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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.

## CAPITULO I

## INTRODUCCION.

GENERALIDADES	1
OBJETIVOS	3

## CAPITULO II

## EL SISTEMA ACTUAL DE CIMBRADO. 5

CUANTIFICACION DEL SISTEMA ACTUAL DE CIMBRADO.	10
------------------------------------------------	----

CUANTIFICACION DE LA MADERA Y RENDIMIENTO.	10
--------------------------------------------	----

DENSIDAD DE MADERA POR UNIDAD DE AREA	11
---------------------------------------	----

PRESUPUESTO.	13
--------------	----

## CAPITULO III

## PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO MADERA 15

MEJORAS A LA ESTRUCTURACION	17
-----------------------------	----

ANALISIS DE CARGAS.	18
---------------------	----

DISEÑO DE ELEMENTOS.	19
----------------------	----

UNIONES	46
---------	----

RESUMEN	52
---------	----

## CAPITULO IV

PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO OTROS MATERIALES	53
DISEÑO DE ELEMENTOS (ACERO)	54
UNIONES	60
DISEÑO DE ELEMENTOS (ACRILICO)	61
UNIONES.	65

## CAPITULO V

ANALISIS COSTO TIEMPO DE LAS PROPOSICIONES	66
PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO MADERA	66
PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO ACERO Y MADERA	74
PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO ACRILICO Y MADERA	77
CONCLUSIONES.	91
BIBLIOGRAFIA	94

---

**GENERALIDADES**

Lo fascinante de las estructuras realizadas usando concreto, consiste en las distintas formas en que éste debe ser moldeado, ya que a causa del di seño se pueden tener exigencias de gruesas curvas ondeantes o finas ----- secciones pretensadas.

El concreto puede ser utilizado, tanto para la construcción de elementos-masivos como para esbeltos elementos preforzados. Este aspecto dependerá en que, el Arquitecto o el Ingeniero hayan querido darle una finalidad -- estética o funcional; todo ésto siempre dentro de los lineamientos de Di seño vigentes. El Ingeniero constructor deberá utilizar cimbras adecuadas para moldear y dar forma al concreto.

Así pues, la cimbra será la estructura temporal que contendrá al concreto hasta que éste haya endurecido lo suficiente como para contribuir estructuralmente a su soporte. Es por ésto que podemos afirmar que la cimbra -- tiene un impacto permanente en el resultado final de la estructura.

Los responsables del di seño, construcción y supervisión de la cimbra de berán tomar en cuenta que además de soportar las presiones del concreto, -- éste será compactado para poder cubrir y proteger al acero de refuerzo.

Usualmente, la cimbra es una estructura temporal que se construye en obra careciendo de la supervisión de personal calificado. Esto sucede en un --

porcentaje muy alto en las obras de edificación de la ciudad de México,-- motivo por el cual este libro hace referencia más adelante a esta situación.

Para valuar una cimbra se debe tomar en cuenta que cumpla con los siguientes aspectos:

- Soportar y moldear al concreto en estado plástico.
- Contener al concreto, protegiéndolo de sufrir escurrimientos y/o deformaciones.
- Proporcionar el mayor número de usos posibles, sin descuidar aspectos -- como el del acabado final del elemento.
- Desprenderse fácilmente del concreto.
- Que para su fabricación se cuente con personal calificado, planos, especificaciones y supervisión.

En este trabajo de tesis se pretende mostrar de una manera práctica, las deficiencias que se tienen en el cimbrado en edificación, proponer una -- serie de modificaciones a este sistema e investigar sobre la posibilidad de utilizar distintos materiales a los comúnmente empleados para este --- fin.

Para hacer más claro este objetivo, el texto cuenta con diagramas y ---- tablas que tienen como finalidad, motivar la búsqueda de nuevos sistemas de cimbrado.

## OBJETIVOS.

La finalidad que se persigue con este trabajo es mostrar la necesidad de crear un sistema de cimbra adecuado para las obras civiles de edificación en la ciudad de México. Para lograr esta finalidad, dividiremos el trabajo en tres áreas que son las siguientes:

### A.-

Llevar a cabo un análisis crítico del sistema de cimbra que se utiliza para las edificaciones en México. Este análisis deberá comprender los tres aspectos principales de toda cimbra:

- Diseño
- Construcción
- Erogación financiera.

- Diseño, porque es deficiente el empleado actualmente.
- Construcción, ya que las técnicas utilizadas no son las más correctas.
- Erogación financiera, tal vez el aspecto más importante y que requiere de atención inmediata, debido a la época de inflación que vivimos.

### B.-

Proponer mejoras al sistema de cimbra actual, basándonos en que en México se continúe cimbrando bajo un mismo modelo, y no particularizando cada obra.

C.-

Efectuar una investigación sobre la posibilidad de utilizar materiales -- distintos a la madera, o bien combinaciones de madera con otro material, -- ésta investigación comprenderá los siguientes aspectos:

- Satisfacción de "estos" materiales a las exigencias de la construcción.
- Disponibilidad de dichos materiales en nuestro país.
- Efectuar un ejemplo de cálculo y diseño.
- Realizar un presupuesto comparativo utilizando estos materiales.



---

En la introducción se mencionó como uno de los objetivos, el llevar a cabo un análisis crítico acerca del sistema actual de cimbrado en la edificación y es en éste capítulo donde realizaremos este estudio.

La primera etapa de este análisis se hizo en campo, es decir, se visitaron distintas obras de edificación en la zona metropolitana, que se encontraran en etapa de cimbrado. El resultado de dichas visitas es el siguiente.

Se encontró en la mayoría de éstas obras, varias deficiencias en los siguientes aspectos:

- Diseño.
- Cálculo.
- Método constructivo.

- Diseño.

En México, es un porcentaje muy reducido las construcciones que se hacen de madera, y tal vez ésto ha llevado a descuidar el diseño de estructuras hechas con este material.

La cimbra no sólo es un molde para hacer elementos de concreto, es también una estructura, con la diferencia de que esta estructura es temporal.

En México, el diseño de cimbras se tiene reservado para las obras que no son de edificación, (por ejemplo, puertos, puentes, túneles, etc) y esto trae consigo que no se efectúe un diseño para obras de edificación como casas o edificios de hasta 5 ó 6 niveles.

Actualmente, en nuestro país se tiene un problema muy fuerte de vivienda. La solución del mismo es edificar, y esta edificación debe ser lo menos costosa. En es este último aspecto donde interviene la importancia de -- realizar un buen diseño de cimbras para la edificación, ya que podría ser un aspecto importante para la economía y seguridad de la construcción.

EL realizar un buen diseño de cimbra llevará al abatamiento de costo y -- tiempo de construcción, tema que será tratado más ampliamente en otro capítulo de esta tesis.

#### - Cálculo.

La persona indicada para realizar el cálculo de una cimbra y decidir ---- cualquier otro aspecto respecto de la misma es el ingeniero. Sin embargo, esta tarea se ha ido dejando en manos de maestros carpinteros, y éste es precisamente el problema. Durante las visitas realizadas se pudo obser-- var la ausencia que existe en el cálculo de cimbras.

El problema más grave que puede ocurrir al utilizar una cimbra que no ha sido calculada es que el concreto contenido en dicha cimbra sufra modificaciones que afecten la forma final de las secciones, provocando con ésto fallas en la estructura definitiva.

Las cimbras que se utilizan en la edificación, son hechas en obra por los

maestros carpinteros pero estas cimbras no se hacen con el apoyo de planos, que son el reflejo de haber realizado anteriormente un diseño y un cálculo estructural.

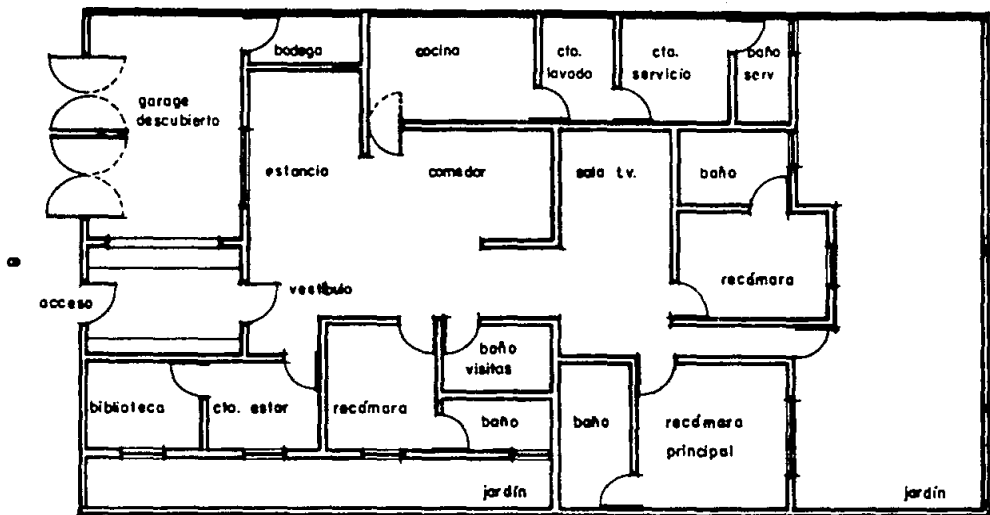
- Método constructivo.

La manera en que se construyen actualmente las cimbras para la edificación es deficiente, y afecta a dos aspectos importantes: costo y tiempo.

En los métodos actuales, podemos notar que se trata a la madera para cimbra como un material de deshecho, de desperdicio. Esto es claro ya que es muy común que al cimbrar se dañe a la madera, disminuyendo así la posibilidad de usos posteriores.

Como el método constructivo está directamente ligado al diseño y cálculo de la cimbra, el lograr una buena conjunción entre estos tres pasos dará como resultado el éxito de la cimbra.

Es tarea del ingeniero realizar un buen método constructivo donde logre abatir tiempo y costo en edificación y pueda, así, hacer frente a la época de inflación que vivimos.



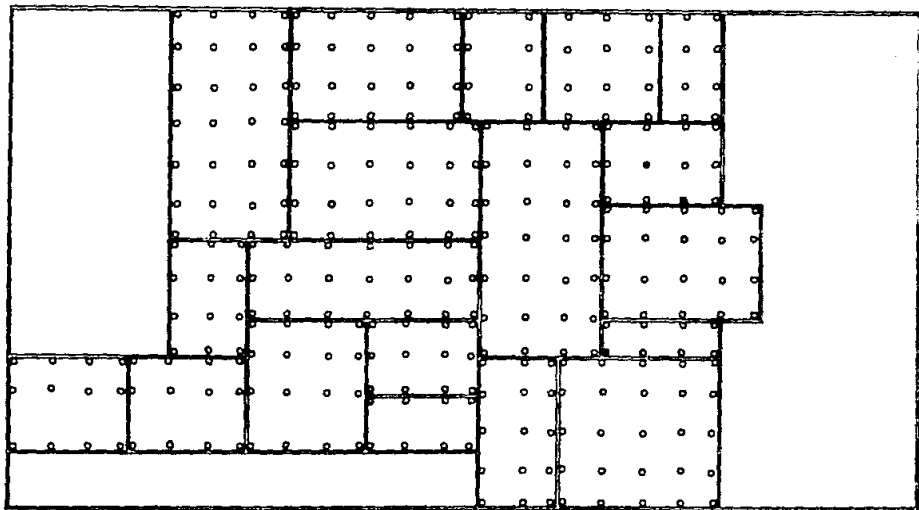
ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE CIMBRA PARA LOSAS EN EDIFICACION.

TESIS PROFESIONAL

BRACHO BLANCHET HECTOR LUIS

PLANTA ARQUITECTONICA

CASA HABITACION



ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE CIBRA PARA LOSAS EN EDIFICACION.

TESIS PROFESIONAL

BRACHO BLANCHET HECTOR LUIS

PLANTA DE LOCALIZACION DE PIES DERECHOS (TOTAL=300)

## CUANTIFICACION DEL SISTEMA ACTUAL DE CIMBRADO.

Para realizar el análisis, durante este capítulo se trabajará en el proyecto arquitectónico que se muestra en la Pág. 8

Las especificaciones de este proyecto se dan a continuación:

- Terreno de 13.00 x 23.00 m.
- Casa habitación de un solo nivel con 182.7 m<sup>2</sup> construidos.
- Losas macizas con espesores de 10 a 20 cm.
- Muros de carga y altura libre 2.90 m.

### Cuantificación de la madera y rendimiento.

Se tendrán 182.7 m<sup>2</sup> de losa, una hoja de triplay tiene 2.9768 m<sup>2</sup>.

$$\frac{182.7 \text{ m}^2}{2.9768 \text{ m}^2/\text{hoja}} = 61.4 = 62 \text{ hojas}$$

Observando la planta de distribución de pies derecho, sabemos que se requieren 300 piezas para soportar la cimbra; ésto implica utilizar 300 -- polines.

Son necesarios también otros 187 polines para ser utilizados como madriñas.

Para contraviento se utilizarán 55 duelas.

Es necesario además clavo de 2 a/2", 77 piezas por m<sup>2</sup> y clavo de 3 a/2"-  
11 piezas por m<sup>2</sup>.

$$77 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} \times 182.7 = 14068 \text{ pzas.} \times 0.004 \text{ kg/pzas} = 56 \text{ kg.}$$

$$11 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} \times 182.7 = 2010 \text{ pzas.} \times 0.006 \text{ kg/pza} = 12 \text{ kg.}$$

De el libro de "Costos y Presupuestos" realizado por el Ing. Juan B. ---  
Peinbert sabemos que:

	Rend.	z \$ M.O.
Cimbra común en losas con 10 a 20 cm. de espesor, utilizando triplay	9.7 m <sup>2</sup> /Jor	21.06
Cimbra aparente en losas con 10 a 20 cm. de espesor, utilizando triplay	9.7 m <sup>2</sup> /Jor	21.06

Densidad de madera por unidad de área.

Triplay.

$$62 \times 1.6 \times 122 \times 244 = 2'952,985.6 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3 = 180,202.2 \text{ plg}^3$$

$$180,202.2 \text{ plg}^3 \times \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}} = 1251.4 \text{ P.T.}$$

Polines.

$$487 \times 10.16^3 \times 244 = 12'266,091.6 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3$$

$$= 748,522.8 \text{ plg}^3$$

$$748,522.8 \text{ plg}^3 \times \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}^3} = 5198.1 \text{ P.T.}$$

Duelas.

$$55 \times 2.54 \times 10.16 \times 244 = 346,321.9 \text{ cm}^3 \times \frac{1 \text{ plg}^3}{2.54 \text{ cm}} = 21133.9 \text{ plg}^3$$

$$21133.9 \text{ plg}^3 \times \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}^3} = 146.8 \text{ P.T.}$$

Total de pie tablonos: 6596.3

Obtención de P.T. por m<sup>2</sup>

$$\frac{6596.3}{182.7} = 36.11 \text{ P.T./m}^2$$

Recordando que el rendimiento es 9.7 m<sup>2</sup>/Jor. tenemos:

$$36.11 \frac{\text{PT}}{\text{m}^2} \times 9.7 \frac{\text{m}^2}{\text{JOR}} = 350.27 \frac{\text{P.T.}}{\text{JOR}}$$

Tiempo de realización:

$$\frac{6596.3}{182.7} \text{ P.T.} = 18.83 \text{ JOR} = 19 \text{ días de trabajo}$$

$$\frac{350.27 \text{ P.T.}}{\text{JOR}}$$

$$\frac{182.7}{9.7} \text{ m}^2 = 18.83 \text{ JOR} = 19 \text{ días de trabajo}$$

$$9.7 \frac{\text{m}^2}{\text{JOR}}$$



Presupuesto

Cant.	Descripción	P.U.	Importe	Usos	Costo real
62	Hojas de Triplay 1.22 x 2.44 m 1 cara, 16 mm	32,144.-	1'992,928.-	6	332,155.-
300	Polines 4" x 4" x ---- 8.25' (pies derechos)	1,867.0	560,100.-	16	35,006.-
187	Polines 4" x 4" x 8.25 (madrinas)	1,867.-	349,129.-	16	21,820.-
55	Duelas 1" x 4" x 8'	697.-	38,335.-	4	9,584.-
56	Kg. Clavo de 2 1/2"	630.-	35,280.-	1	35,280.-
12	Kg. Clavo de 2 1/2"	630.-	7,560.-	1	7,560.-
	Sumas		\$ 2'983,332.-		\$ 441,405.-

La suma de la columna "importe" representa el costo de adquisición de la cimbra.

La suma de la columna "costo real" representa lo que vale la cimbra por cada vez que se utiliza.

Tomando la suma de "costo real", y dividiendo esta cantidad entre el total de m<sup>3</sup>, obtenemos:

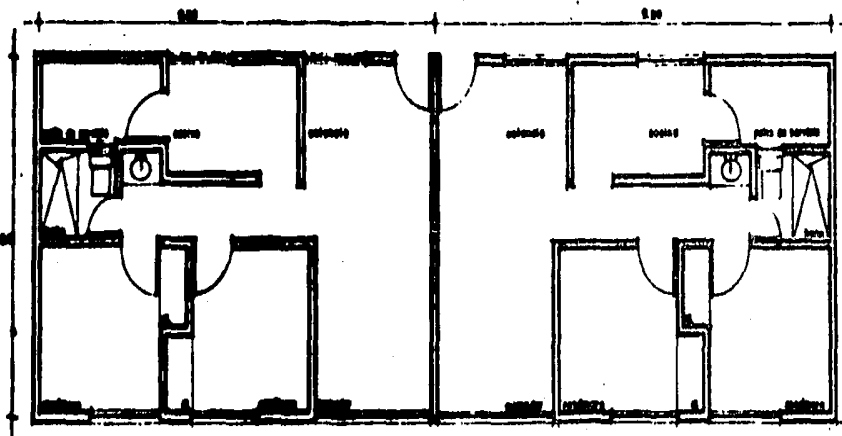
**Costo/m<sup>3</sup> = \$ 2,416.-**

**Agregando mano de obra: 21.06%**

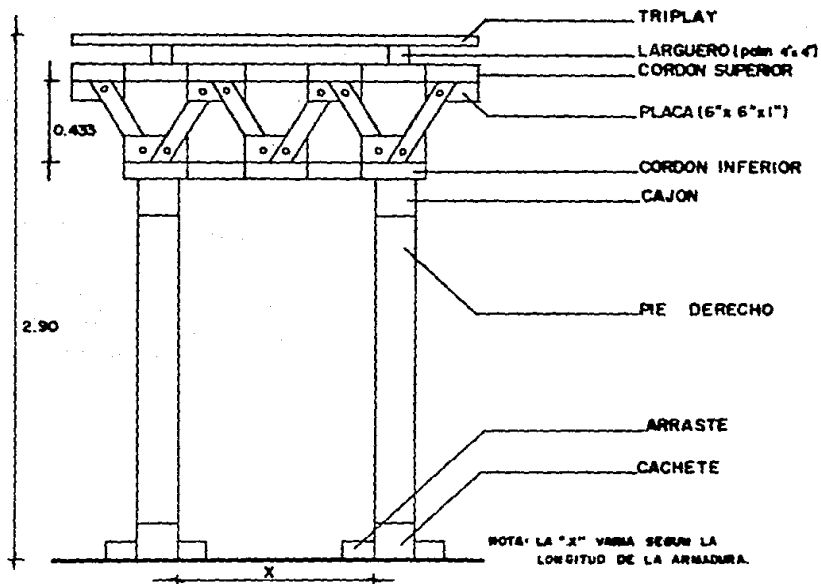
**Costo/m<sup>3</sup> (m.o.) = \$ 2,925.-**



75



ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE COBRA PARALELAS EN EDIFICACION  
TESIS PROFESIONAL BRACQ BLANCHET HECTOR LUIS  
PLANTA ARQUITECTONICA



ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE CIMBRA PARA LOSAS EN EDIFICACION.

TESIS PROFESIONAL

BRACHO BLANCHET HECTOR LUIS

MEJORAS A LA ESTRUCTURACION

## ANALISIS DE CARGAS.

El siguiente análisis por  $m^2$  es para losas macizas con espesor entre 10- y 20 cm.

Al momento del colado se puede llegar a tener una acumulación de concreto de 20 cm. Debido a esta situación son necesarias 2 personas para mover este concreto, ya que se necesita palear y transportarlo en bote. -- Además se debe considerar el peso propio de la madera.

### Carga muerta.

Losa ( 20 cm )	0.20 x 2400 =	480 $k/m^2$
peso propio	=	<u>70 <math>k/m^2</math></u>
		550 $k/m^2$

### Carga viva.

Hasta 2 personas	2 x 80 =	160 $k/m^2$
10% de herramienta	=	<u>16 <math>k/m^2</math></u>
		176 $k/m^2$

### Resumen:

Carga muerta	550 $k/m^2$	
Carga viva	<u>176 <math>k/m^2</math></u>	
	726 $k/m^2$	
Carga por metro cuadrado (carga de diseño)		= 730 $k/m^2$

## DISEÑO DE ELEMENTOS.

### Larguero:

$$\text{Area tributaria} = 1.22 \times 2.44 \text{ m} = 2.9768 \text{ m}^2$$

Obtención de  $w$ .

$$730 \text{ k/m}^2 \times 2.9768 \text{ m}^2 = 2173.1 \text{ k}, \text{ la longitud.}$$

de los largueros será de 2.50 m. por lo que:

$$\frac{2173.1 \text{ k}}{2.50 \text{ m}} = 869.24 \text{ k/m} = w$$

Obtención de fuerza actuante ( $F_a$ ).

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{869.24 \times (2.44)^2}{8} = 647 \text{ k-m}$$

$$M = F \times d ; F = \frac{M}{d} = \frac{647}{0.1016} = F_a = 6368.1 \text{ k}$$

Obtención de fuerza resistente ( $T$ )

$$T = A_n \times f_t ; \text{ para la madera de pino de } 3^{\text{ra}} \text{ ft} = 75 \text{ k/cm}^2$$

$$A_n (\text{polín}) = 10.16 \times 10.16 = 103.2256 \text{ cm}^2$$

$$T = 103.2256 \times 75 = 7741.92 \text{ k} > F_a$$

Resumen:

Se aprueba como larguero 1 polín de 0.1016 x 0.1016 x 2.50 mt.

### Armaduras.

Obtención de  $w$ .

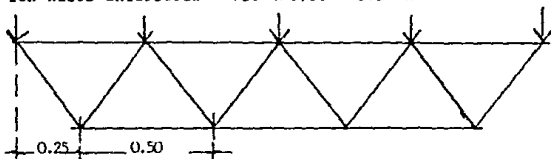
$730 \text{ k/m}^2 \times 4.00 \text{ m}^2 = 2920 \text{ k}$ , la longitud de la armadura que analizamos es de 4.00 m. por lo que:

$$W = \frac{2920 \text{ k}}{4.00 \text{ m}} = 730 \text{ k/m}$$

Obtención de cargas en los nudos.

Para los nudos extremos  $730 \times 0.25 = 182.5 \text{ k}$

Para los nudos interiores  $730 \times 0.50 = 365 \text{ k}$



Reacciones:

$$R_1 = R_2 = (W \times L) / 2 = (730 \times 4.00) / 2 = 1460 \text{ k}.$$

Nudo A

$$182.5 = AB \times \cos 30^\circ; AB = PQ = 210.7 \text{ k comp.}$$

$$Ac = AB \times \sin 30^\circ; AC = OQ = 105.4 \text{ k tens.}$$

Nudo B



$$BC \times \cos 30^\circ = 1460 - 210.7 \times \cos 30^\circ$$

$$BC = \frac{1460 - 210.7 \times \cos 30^\circ}{\cos 30^\circ}$$

$$BC = OP = 1475.2 \text{ k comp.}$$

$$BD = -AB \times \sin 30^\circ + BC \times \sin 30^\circ$$

$$BD = NP = 632.3 \text{ k tens.}$$

Nudo C

$$CD \times \cos 30^\circ = -365 + BC \times \cos 30^\circ$$

$$CD = \frac{-365 + BC \times \cos 30^\circ}{\cos 30^\circ}$$

$$CD = NO = 1053.7 \text{ k tens.}$$

$$CE = -AC + BC \times \sin 30^\circ + CD \times \sin 30^\circ$$

$$CE = MO = 1159.1 \text{ k comp.}$$

Nudo D

$$DE = -CD$$

$$DE = MN = 1053.7 \text{ k comp.}$$

$$DF = BD + CD \times \sin 30^\circ + DE \times \sin 30^\circ$$

$$DF = BD + 2 \times CD \times \sin 30^\circ$$

$$DF = LN = 1686 \text{ k tens.}$$

Nudo E

$$EF \times \cos 30^\circ = -365 + DE \times \cos 30^\circ$$

$$EF = \frac{-365 + DE \times \cos 30^\circ}{\cos 30^\circ}$$

$$EF = LM = 632.2 \text{ k tens.}$$

$$EG = CE + DE \times \sin 30^\circ + EF \times \sin 30^\circ$$

$$EG = KM = 2002.1 \text{ k comp.}$$

Nudo F

$$FG = -EF$$

$$FG = KL = 632.2 \text{ k comp.}$$

$$FH = DF + 2 \times EF \times \sin 30^\circ$$

$$FH = JL = 2318.2 \text{ k tens.}$$

Nudo G

$$GH \times \cos 30^\circ = -365 + FG \times \cos 30^\circ$$

$$GH = \frac{-365 + FG \times \cos 30^\circ}{\cos 30^\circ}$$

$$GH = JK = 210.7 \text{ k tens.}$$

$$GI = EG + FG \times \text{sen } 30^\circ + GH \times \text{sen } 30^\circ$$

$$GI = IK = 2423.6 \text{ k comp.}$$

Nudo H.

$$HI = - GH$$

$$HI = IJ = 210.7 \text{ k comp.}$$

$$HJ = FH + 2 \times GH \times \text{sen } 30^\circ$$

$$HJ = 2528.9 \text{ k tens.}$$

### Dimensionamiento de las barras.

Estará basado en los máximos esfuerzos que debe soportar cada tipo de barra; esto es:

cordón superior	2423.6 k comp.
cordón inferior	2528.9 k tens.
diagonales	1475.2 k comp y tens.

### Barras a tensión.

$$T = A_n \times f_t ; f_t = 75 \text{ k/cm}^2$$

$A_n = 2.54 \times b$  ó  $5.08 \times b$ , esta fórmula dependerá de -  
que utilizemos, duela o barrote.

$$T = 2.54 \times b \times 75 ; b = \frac{T}{190.5} \text{ para duela}$$

$$T = 5.08 \times b \times 75 ; b = \frac{T}{381} \text{ para barrote}$$

Para el cordón inferior:

$$b = \frac{2528.9}{190.5} = 13.28 \text{ cm} = 5.3''$$

$$b = \frac{2528.9}{381} = 6.64 \text{ cm} = 2.6''$$

Las 2 secciones posibles para el cordón inferior son:

$$1" \times 6" \text{ ó } 2" \times 4"$$

Para la diagonal:

$$b = \frac{1473.2}{190.5} = 7.74 \text{ cm} = 3.05"$$

$$b = \frac{1475.2}{381} = 3.87 \text{ cm.} = 1.52"$$

Las 2 posibles secciones para la diagonal son:

$$1" \times 4" \text{ ó } 2" \times 2"$$

Barras a compresión.

En las barras a compresión es necesario hacer revisión por esbeltez:

$\frac{h}{d}$  donde :  $h$  = longitud de la barra.  
 $d$  = dimensión más pequeña de la sección.

$$\text{revisión de duela } \frac{h}{d} = \frac{50}{2.54} = 19.7$$

$$\text{revisión de barrotes } \frac{h}{d} = \frac{50}{5.08} = 9.8$$

Para la madera, cuando la relación de esbeltez es menor que 11 la resistencia a la compresión es:  $f_c = 70 \text{ k/cm}^2$ , si la relación se encuentra entre 11 y 30 se aplicará la siguiente fórmula:

$$f_c = f_c \left[ 1 - \left( \frac{h}{38d} \right)^4 \right]$$

la resistencia a la compresión para el barrote es:

$$f_c = 70 \text{ k/cm}^2$$

La resistencia a la compresión para la duela es:

$$f_c = 70 \left[ 1 - \left( \frac{50}{38 \times 2.54} \right)^4 \right] = 64.96 \text{ k/cm}^2$$

$$C = A_n \times f_c$$

$$C = 2.54 \times b \times 64.96; \quad b = \frac{C}{165} \text{ para duela}$$

$$C = 5.08 \times b \times 70 \quad ; \quad b = \frac{C}{355.6} \text{ para barrote}$$

para cordón superior:

$$b = \frac{2423.6}{165} = 14.69 \text{ cm.} = 5.78''$$

$$b = \frac{2423.6}{355.6} = 6.81 \text{ cm.} = 2.68''$$

Las 2 secciones posibles para el cordón superior son:

$$1'' \times 6'' \text{ ó } 2'' \times 4''$$

Para la diagonal:

$$b = \frac{1475.2}{165} = 8.94 \text{ cm} = 3.52''$$

$$b = \frac{1475.2}{355.6} = 4.15 \text{ cm} = 1.63''$$

Las 2 secciones posibles para la diagonal son:

$$1'' \times 4'' \quad \text{ó} \quad 2'' \times 2''$$

Resumen de dimensionamiento de las barras.

Todo el cordón Superior será de 2 duelas 1" x 4"

Todo el cordón inferior será de 2 duelas 1" x 4"

Todas las diagonales serán de duela 1" x 4"

La armadura que se analizó corresponde a una longitud de 4.00 m, y su di seño se respeta para las armaduras menores a esta longitud.

A continuación se diseñarán armaduras de 4.50, 5.00, 5.50 y 6.00 m., no se diseñan armaduras más grandes por considerarlas poco usuales en la -- construcción urbana en México.



Los esfuerzos que se muestran a continuación se obtienen de la misma manera que para la armadura de 4.00 m., no se muestra su proceso ya que no es objeto de esta tesis.

Armadura de 4.50 m.

Reacciones:

$$R1 = R2 = (w \times l)/2 = (730 \times 4.50)/2 = 1642.5 \text{ k.}$$

Barras:

AB = RS = 210.7 k comp.	EG = NO = 2423.5 k comp.
AC = QS = 105.4 k tens.	FG = MN = 842.9 k comp.
BC = QR = 1685.9 k comp.	FH = LN = 2844.9 k tens.
BD = PR = 737.6 k tens.	GH = LM = 421.4 k tens.
CD = PQ = 1264.4 k tens.	GI = KM = 3055.7 k comp.
CE = OQ = 1369.8 k comp.	HI = KL = 421.4 k comp.
DE = OP = 1264.4 k comp.	HJ = JL = 3266.3 k tens.
DF = NP = 2002 k tens.	IJ = JK = 0
EF = NO = 842.9 k tens.	IK = 3266.4 k comp.

Dimensionamiento de las barras.

Cordón superior	3266.4 k comp.
Cordón inferior	3266.3 k tens.
Diagonales	1685.9 k comp. y tens.

Barras a tensión.

Para el cordón inferior:

$$b = \frac{3266.3}{190.5} = 17.15 \text{ cm} = 6.75''$$

$$b = \frac{3266.3}{381} = 8.57 \text{ cm} = 3.38''$$

Las 2 posibles secciones para el cordón inferior son:

$$1'' \times 8'' \text{ ó } 2'' \times 4''$$

Para la diagonal:

$$b = \frac{1685.9}{190.5} = 8.85 \text{ cm} = 3.48''$$

$$b = \frac{1685.9}{381} = 4.42 \text{ cm} = 1.74''$$

Las dos posibles secciones para la diagonal son:

$$1'' \times 4'' \text{ ó } 2'' \times 2''$$

Barras a compresión.

Para cordón superior:

$$b = \frac{3266.4}{165} = 19.80 \text{ cm} = 7.79''$$

$$b = \frac{3266.4}{355.6} = 9.19 \text{ cm} = 3.62''$$

Las 2 secciones posibles para el cordón superior son:

$$1'' \times 8'' \text{ ó } 2'' \times 4''$$

Para la diagonal:

$$b = \frac{1685.9}{165} = 10.22 \text{ cm} = 4.02''$$

$$b = \frac{1685.9}{355.6} = 4.74 \text{ cm} = 1.87''$$

Las 2 secciones posibles para la diagonal son:

$$1'' \times 4'' \text{ ó } 2'' \times 2''$$

Como podemos observar el dimensionamiento permanece siendo exactamente - el mismo que para la armadura de 4.00 m., aumentando solamente 50 cm. en su longitud.

Armadura de 5.00 m.

Reacciones:

$$R1 = R2 = (w \times l)/2 = (730 \times 5.00)/2 = 1825 \text{ k.}$$

Barras:

AB = TU = 210.7 k comp.	FG = OP = 1053.6 k comp.
AC = SU = 105.4 k tens.	FH = NP = 3371.7 k tens.
BC = ST = 1896.6 k comp.	GH = NO = 632.1 k tens.
BD = RT = 843 k tens.	GI = MO = 3687.8 k comp.
CD = RS = 1475.1 k tens.	HI = MN = 632.1 k comp.
CE = QS = 1580.5 k comp.	HJ = LN = 4003.8 k tens.
DE = QR = 1475.1 k comp.	IJ = LM = 210.7 k tens.
DF = PR = 2318.1 k tens.	IK = KM = 4109.2 k comp.
EF = PQ = 1053.6 k tens.	JK = KL = 210.7 k comp.
EG = OQ = 2844.9 k comp.	JL = 4214.5 k tens.

**Dimensionamiento de las barras.**

Cordón superior	4109.2 k comp.
Cordón inferior	4214.5 k tens.
Diagonales	1896.6 k comp y tens.

**Barras a tensión.**

Para el cordón inferior:

$$b = \frac{4214.5}{190.5} = 22.12 \text{ cm} = 8.7''$$

$$b = \frac{4214.5}{381} = 11.06 \text{ cm} = 4.35''$$

En este caso las posibles secciones para el cordón inferior pueden ser:

- a) Un cordón de 1" x 10"
- b) Un cordón de 2" x 6"
- c) Dos cordones de 2" x 4", que estaría formado por dos duelas (1" x 4")  
cada cordón.

Para diagonal:

$$b = \frac{1896.6}{190.5} = 9.96 \text{ cm} = 3.92''$$

$$b = \frac{1896.6}{381} = 4.98 \text{ cm} = 1.96''$$

Las 2 posibles secciones para la diagonal son:

$$1'' \times 4'' \quad \text{ó} \quad 2'' \times 2''$$

Barras a compresión.

para el cordón superior:

$$b = \frac{4109.2}{165} = 24.90 \text{ cm} = 9.8''$$

$$b = \frac{4109.2}{355.6} = 11.56 \text{ cm} = 4.55''$$

Al igual que el cordón inferior las posibles secciones para el cordón superior son:

- a) Un cordón de  $1'' \times 10''$
- b) Un cordón de  $2'' \times 6''$
- c) Dos cordones de  $2'' \times 4''$ , que estaría formado por dos duelas ( $1'' \times 4''$ ) cada cordón.

Para la diagonal:

$$b = \frac{1896.6}{165} = 11.49 \text{ cm} = 4.53''$$

$$b = \frac{1896.6}{355.6} = 5.33 \text{ cm} = 2.10''$$

Las dos posibles secciones para la diagonal son:

1" x 6" ó 2" x 4"

Para esta armadura el dimensionamiento es como sigue:

- El cordón superior estará formado por dos cordones, cada cordón de 1 - duela de 1" x 4" excepto en aquellos tramos en que requieren refuerzo, ver pág: 52
- El cordón inferior estará formado por dos cordones, cada cordón de 1 - duela de 1" x 4" excepto en aquellos tramos en que requieren refuerzo, ver pág: 52
- Las diagonales serán de 1 duela de 1" x 4" excepto aquellas que requieren de refuerzo, ver pág: 52

**NOTA:**

Todos los refuerzos son de duela de 1" x 4"

Armadura de 5.50 m.

Reacciones:

$$R1 = R2 = (w \times l)/2 = (730 \times 5.50)/2 = 2007.5 \text{ k}$$

Barras:

AB = VW = 210.7 k comp.	FH = PR = 3898.7 k tens.
AC = UW = 105.4 k tens.	GH = PQ = 842.9 k tens.
BC = UV = 2107.4 k comp.	GI = OQ = 4319.9 k comp.
BD = TV = 948.4 k tens.	HI = OP = 842.9 k comp.
CD = TU = 1685.9 k tens.	HJ = NP = 4741.6 k tens.
CE = SU = 1791.3 k comp.	IJ = NO = 421.4 k tens.
DE = ST = 1685.9 k comp.	IK = MO = 4952.1 k comp.
DF = RT = 2634.3 k tens.	JK = MN = 421.4 k comp.
EF = RS = 1264.4 k tens.	JL = LN = 5163 k tens.
EG = QS = 3266.2 k comp.	KL = LM = 0
FG = QR = 1264.4 k comp.	KM = 5163 k comp.



### Dimensionamiento de las barras.

Cordón superior	5163 k comp.
Cordón inferior	5163 k comp
Diagonales	2107.4 k comp y tens.

### Barras a tensión.

Para el cordón inferior:

$$b = \frac{5163}{190.5} = 27.10 \text{ cm} = 10.67''$$

$$b = \frac{5163}{381} = 13.55 \text{ cm} = 5.34''$$

Las posibles secciones para el cordón inferior son:

- a) Un cordón de 1" x 12"
- b) Un cordón de 2" x 6"
- c) Dos cordones de 2" x 4", que estarían formados por dos duelas (1" x 4") cada cordón.

Para la diagonal:

$$b = \frac{2107.4}{190.5} = 11.06 \text{ cm} = 4.36''$$

$$b = \frac{2107.4}{381} = 5.53 \text{ cm} = 2.18''$$

Las 2 posibles secciones para la diagonal son:

$$1'' \times 6'' \quad \text{y} \quad 2'' \times 4''$$

Barras a compresión.

Para el cordón superior:

$$b = \frac{5163}{165} = 31.29 \text{ cm} = 12.32''$$

$$b = \frac{5163}{355.6} = 14.52 \text{ cm} = 5.72''$$

Las posibles secciones para el cordón superior son:

- a) Un cordón de 1" x 13"
- b) Un cordón de 2" x 6"
- c) Dos cordones de 2" x 4", que estarían formados por dos duelas -----  
( 1" x 4") cada cordón.

Para la diagonal:

$$b = \frac{2107.4}{165} = 12.77 \text{ cm} = 5.03''$$

$$b = \frac{2107.4}{355.6} = 5.93 \text{ cm} = 2.33''$$

Las 2 posibles secciones para la diagonal son:

1" x 6" ó 2" x 4"

Para esta armadura el dimensionamiento queda igual que para la armadura -  
de 5.00 m., excepto aquellos tramos en que se requiere refuerzo, ver pág:52

Armadura de 6.00 m

Reacciones:

$$R1 = R2 = (w \times l)/2 = (730 \times 6.00)/2 = 2190 \text{ k.}$$

Barras:

AB = XY = 210.7 k comp.	GH = RS = 1053.6 k tens.
AC = WY = 105.4 k tens.	GI = QS = 4952.3 k comp.
BC = WX = 2318.1 k comp.	HI = QR = 1053.6 k comp.
BD = VX = 1053.7 k tens.	HJ = PR = 5479 k tens.
CD = VW = 1896.6 k tens.	IJ = PQ = 632.1 k tens.
CE = UW = 2002 k comp.	IK = OQ = 5795.2 k comp.
DE = UV = 1896.6 k comp.	JK = OP = 632.1 k comp.
DF = TV = 2950.3 k tens.	JL = NP = 6111.1 k tens.
EF = TU = 1475.1 k tens.	KL = NO = 210.7 k tens.
EG = SU = 3687.9 k comp.	KM = MO = 6216.6 k comp.
FG = ST = 1475.1 k comp.	LM = MN = 210.7 k comp.
FH = RT = 4425.4 k tens.	LN = 6321.8 k tens.

Dimensionamiento de las barras.

Cordón superior 6216.6 k comp.

Cordón inferior 6321.8 k tens.

Diagonales 2318.1 k comp y tens.

Barras a tensión.

Para el cordón inferior:

$$b = \frac{6321.8}{190.5} = 33.19 \text{ cm} = 13.06''$$

$$b = \frac{6321.8}{381} = 16.59 \text{ cm} = 6.53''$$

Las posibles secciones para el cordón inferior son:

- a) Un cordón de 1" x 13"
- b) Un cordón de 2" x 8"
- c) Dos cordones de 2" x 4", que estarían formados por dos duelas -----  
( 1" x 4") cada cordón.

Para la diagonal:

$$b = \frac{2318.1}{190.5} = 12.17 \text{ cm} = 4.79''$$

$$b = \frac{2318.1}{381} = 6.08 \text{ cm} = 2.39''$$

Las 2 posibles secciones para la diagonal son:

1" x 6" ó 2" x 4"

Barras a compresión.

Para el cordón superior:

$$b = \frac{6216.6}{165} = 37.68 \text{ cm} = 14.83''$$

$$b = \frac{6216.6}{355.6} = 17.48 \text{ cm} = 6.88''$$

Las posibles secciones para el cordón superior son:

- a) Un cordón de 1" x 15"
- b) Un cordón de 2" x 8"
- c) Dos cordones de 2" x 4", que estarían formados por dos duelas -----  
( 1" x " ) cada cordón.

Para la diagonal:

$$b = \frac{2318.1}{165} = 14.05 \text{ cm} = 5.53''$$

$$b = \frac{2318.1}{355.6} = 6.52 \text{ cm} = 2.57''$$

Las dos posibles secciones para la diagonal son:

1" x 6" ó 2" x 4"

Tambien esta armadura quedará igual que los de 5.00 y 5.50 m; -----

**exceptuando los tramos que deben ser reforzados, ver pág: 52**

### Pies derechos.

La carga que deben soportar los pies derechos o apoyos de las armaduras, es la reacción que se obtuvo al principio del diseño de cada armadura.

Armadura (m)	Reacción. (k)
4.00	1460.0
4.50	1642.5
5.00	1825.0
5.50	2007.5
6.00	2190.0

Se revisará como pie derecho a 1 polín de sección 4" x 4".

Esbeltez.

$$\frac{h}{d} = \frac{250}{10.16} = 24.6$$

$$f_c = 70 \left[ 1 - \left( \frac{250}{38 \times 10.16} \right)^4 \right] = 57.69 \text{ k/cm}^2$$

Compresión.

$$C = A_n \times f_c ; A_n = 10.16 \times 10.16 = 103.2256 \text{ cm}^2$$

$$C = 103.2256 \times 57.69 = 5955.08 \text{ k}$$

La resistencia que da esta sección es mucho mayor que la carga -----



actuante de cualquiera de las armaduras analizadas por lo que se acepta esta sección para pie derecho.

## UNIONES.

Serán realizadas por medio de pernos, ya que con ésto se evitará dañar a la madera en cada uso que se le dé a la cimbra.

### Pernos.

Caso base: - La capacidad de carga ( $Pr$ ), para un perno que une 3 piezas - en que por lo menos las piezas exteriores tienen la mitad - del espesor de la pieza central, esta dada por:

$$Pr = 1.12 \times \delta^* \times k1 \times D \times t$$

Donde:  $Pr$  = capacidad de carga.

$$\delta^* = 0.4$$

$k1$  = cte. tabla # 1

$D$  = diámetro perno (mm)

$t$  = espesor pieza central (mm).

- En una unión de 2 piezas, la capacidad de carga será la mitad de la del caso base, considerando  $t$  como 2 veces el espesor de la pieza más delgada.

TABLA # 1

t/d	k1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	0.97
5	0.88
6	0.76
7	0.65
8	0.57
9	0.51
10	0.46
11	0.41
12	0.38
13	0.35

Así pues para los largueros:

Carga actuante.

$$PA = A \times \text{Carga.}$$

$$Pa = 2.9768 \times 730 = 2173.1 \text{ k.}$$

Se revisarán pernos de 1" con  $D = 25.4 \text{ mm.}$

Se proponen 10 pernos repartidos a distancias iguales sobre la longitud-

del larguero, así tendremos que la separación c.a.c. entre pernos es de 25 cm., quedando libres en cada orilla del larguero 12.5 cm.

La carga actuante para cada perno es igual a:

$$\frac{2173.1}{10} = 217.3 \text{ k} = 220 \text{ k}$$

Carga resistente.

Por ser una unión de 2 piezas la fórmula es la siguiente:

$$2Pr = 1.12 \times \delta \times k_1 \times D \times t$$

$$t = 2 \times 25.4 = 50.8 ; \quad t/D = 50.8/25.4 = 2 ; \quad k_1 = 1.00$$

$$2Pr = 1.12 \times 0.4 \times 1.00 \times 25.4 \times 50.8$$

$$2Pr = 578.06 ; \quad Pr = 289.03 \text{ k}$$

Se aceptan los pernos de 1" de diámetro para unir al larguero con la ---  
cimbra de contacto.

También para las armaduras se utilizarán pernos, quedando:

- En la unión de las diagonales (tanto sencillas como reforzadas) con la placa, utilizaremos 2 pernos de 1 1/2" de diámetro.
- En la unión de los cordones (tanto inferior como superior), con la ---  
placa, utilizaremos 2 pernos de 1 1/2" de diámetro.

Entre las armaduras y los pies derechos se colocarán los cajones -----  
 (Ver fig. 1)

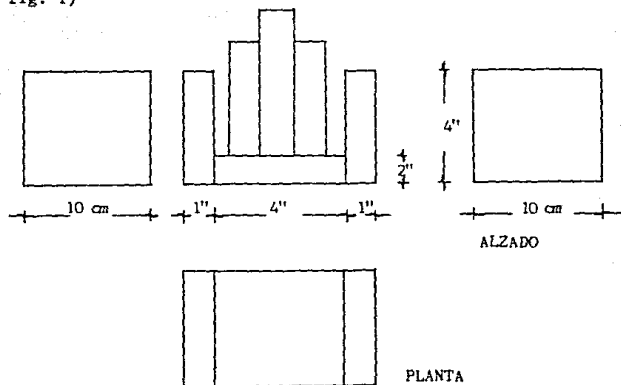


Fig. 1

Se obtienen 25 piezas para cajón de cada duela; cada cajón lleva 3 piezas, por lo que de cada duela obtenemos 8.33 cajones.

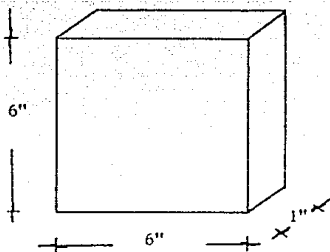
Por cada 3 duelas tenemos:

$$3 \times 8.33 = 25 \text{ cajones.}$$

Que pueden soportar 12.5 armaduras.

El elemento de unión (además del perno) para cada nudo de la armadura será una placa de 6" x 6" x 1" como se indica en la fig.2

## Placas para unión de armaduras.

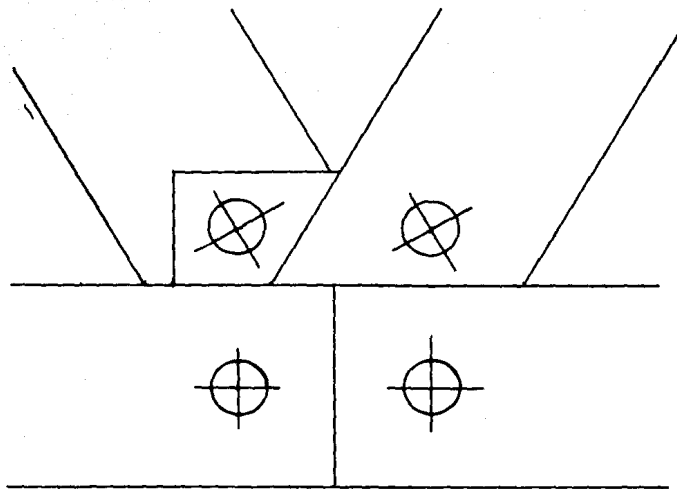


Estas placas se obtendrán de tablonces de 1" x 6" x 8.25"

El largo en pulgadas es  $8.25' \times 12" = 99"$

y de 99" tenemos  $\frac{99"}{6"} = 16.5$  placas

Toda la pedacería resultante de hacer los cortes a la madera deberá ser utilizada para afinar la altura libre de entrepiso, siempre y cuando ésto sea necesario.



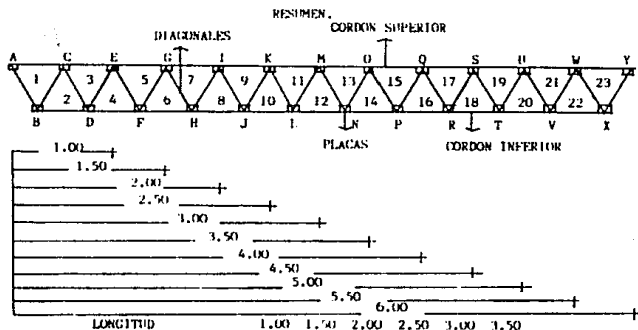
ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE CIMBRA PARA LOSAS EN EDIFICACION.

TESIS PROFESIONAL

BRACHO BLANCHET HECTOR LUIS

UNIONES

ESC. 1:2



CARACTERISTICAS

- No. de modulos	3	5	7	9	11	13
- No. de placas 1"x6"x6"	5	7	9	11	13	15
- No. de pernos 1 1/2"Ø x6"	30	46	62	78	94	108
- No. de duelas 1"x4"	10	16	22	28	34	40
- Refuerzos en modulos No.	--	--	--	--	--	--

LONGITUD	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
----------	------	------	------	------	------

CARACTERISTICAS

- No. de modulos	15	17	19	21	23
- No. de placas 1"x6"x6"	17	19	21	23	25
- No. de pernos 1 1/2"Ø x6"	124	140	156	172	188
- No. de duelas 1"x4"	46	52	74	88	104
- Refuerzos en modulos No.	--	--	7 al 13*	6 al 16*	5 al 19*
			y diago- nales**	y diago- nales**	y diago- nales**
			BC y ST	BC y TV	BC, CD, VW y WX

- El cordón superior y el inferior se forman de 2 duelas.

- Las diagonales se forman de 1 duela.

\* En los modulos se refuerzan los cordones con 2 duelas cada cordón.

\*\* Las diagonales se refuerzan con 1 duela.



---

Durante este capítulo se llevará a cabo un estudio sobre la posibilidad de aplicar la misma estructuración, pero utilizando dos materiales distintos a la madera que son: acero y acrílico.

Debido a que la estructuración será la misma, el estudio de cargas y los esfuerzos de los elementos también son los mismos, debido a ésto se pasará directamente al diseño.

Larguero.

Del capítulo anterior, carga actuante = 2173.1 k.

$$w = \frac{2173.1}{2.44} = 890.62 \text{ k/m}$$

$$M = \frac{2 \times L^2}{8} = \frac{890.62 \times (2.44)^2}{8} = 662.8 \text{ k-m}$$

$$M = F \times d ; F = \frac{M}{d} \text{ (se propone un peralte } d = 2'' = 5.08 \text{ cm)}$$

$$F = \frac{662.8}{0.0508} = 13047.2 \text{ k}$$

Se utilizarán 2 ángulos espalda con espalda, por lo que la fuerza para cada ángulo es:

$$F_c/L = \frac{13047.2}{2} = 6523.6 \text{ k}$$

$$A \text{ necesaria} = \frac{F_c}{f_s} ; f_s = 0.6 \times F_r = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ k/cm}^2$$

$$A = \frac{6523.6}{1518} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Revisión del ángulo de 2" x 3/16" con  $A = 4.61 \text{ cm}^2$  y  $r = 1.02 \text{ cm}$ .

$$\frac{L}{r} = \frac{244}{1.02} = 239.2 < 240$$

Se aceptan 2 ángulos de 2" x 3/16", espalda con espalda para los largueros.

### Armaduras.

Se considera constante para todas las armaduras una longitud sin -----  
arriostrar = 1.50 m.

#### Armadura de 4.00 m.

Barras a tensión.

$$A \text{ necesaria} = \frac{F_i}{f_s} = \frac{2528.9}{1518} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar 2 ángulos para el cordón inferior, por lo que:

$$A_n = 1.67/2 = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \text{y} \quad F_i = 1264.5 \text{ k}$$

Revisión del ángulo de 1 1/2" x 1/8" con  $A = 2.34 \text{ cm}^2$  y  $r = 0.76 \text{ cm}$ .

$$P \text{ resistente} = A \times f_s; P = 2.34 \times 1518 = 3552.12 \text{ k} > 1264.5$$

$$\frac{L}{r} = \frac{150}{0.76} = 197.4 < 240$$

Se aceptan 2 ángulos de 1 1/2" x 1/8" para el cordón inferior.

Las diagonales a tensión serán del mismo ángulo.

Barras a compresión.

También se propone la utilización de 2 ángulos para el cordón superior;  
por lo que:  $F_i = 1211.8 \text{ k}$ .

Revisión del ángulo de 2" x 1/8" con:  $A = 3.10 \text{ cm}^2$  y  $r = 1.02 \text{ cm}$ .

$\frac{L}{r} = \frac{150}{1.02} = 147 < 200$  a esta relación de esbeltez corresponde un -----  
 $F_a = 486 \text{ k/cm}^2$

Presistente =  $A \times F_a$  ;  $P_r = 3.10 \times 486 = 1506.6 \text{ k} > 1211.8$

Se aceptan 2 ángulos de 2" x 1/8" para el cordón superior.

Las diagonales a compresión serán del mismo ángulo.

En el diseño de barras a tensión de la armadura anterior (4.00 m) se llegó a la conclusión de utilizar 2 ángulos de 1 1/22 x 1/8" para el cordón inferior, un ángulo del mismo tamaño para las diagonales. Este ángulo - puede resistir una fuerza interna de 3552.12 k; esta fuerza es aún mayor que la fuerza actuante para la armadura de 6.00 m, ya que al dividir los 6321.8 k entre 2 ángulos, queda para cada ángulo una fuerza actuante de 3160.9 k.

Como se puede observar el ángulo de 1 1/22 x 1/8", es suficiente para -- los elementos a tensión de cualquiera de las armaduras propuestas. Es - por ésto que solo se continuará con el diseño de barras a compresión.

#### Armadura de 4.50 m.

Barras a compresión.

$$F_i = c/L = \frac{3266.4}{2} = 1633.2 \text{ k}$$

Revisión del ángulo de 2" x 3/16" con: A = 4.61 cm<sup>2</sup> y r = 1.02 cm.

$$\frac{L}{r} = \frac{150}{1.02} = 147 < 200, \text{ a esta relación de esbeltez corresponde un } \text{-----}$$

$$F_a = 486 \text{ k/cm}^2$$

$$P_r = A \times F_a; P_r = 4.61 \times 486 = 2240.46 \text{ k} > 1633.2$$

Se aceptan 2 ángulos de 2" x 3/16" para el cordón superior.

Las diagonales a compresión serán del mismo ángulo.

Armadura de 5.00 m

Barras a compresión.

$$F_i \text{ c/L} = \frac{4109.2}{2} = 2054.6 \text{ k}$$

Directamente se aceptan 2 ángulos de 2" x 2/16" para el cordón superior y las diagonales, ya que este ángulo es capaz de soportar un esfuerzo mayor (ver armadura 4.50 m)

Armadura de 5.50 m

Barras a compresión.

$$F_i \text{ c/L} = \frac{5163}{2} = 2581.5 \text{ k}$$

Revisión del ángulo de 2" x 1/4" con:  $A = 6.06 \text{ cm}^2$  y  $r = 0.99 \text{ cm}$

$\frac{L}{r} = \frac{150}{0.99} = 151 < 200$  ; a esta relación de esbeltez corresponde un -----  
 $F_a = 461 \text{ k/cm}^2$

$$P_r = A \times F_a ; P_r = 6.06 \times 461 = 2793.7 \text{ k} > 2581.5$$

Se aceptan 2 ángulos de 2" x 1/4" para el cordón superior.

Las diagonales a compresión serán del mismo ángulo.

Armadura de 6.00 m

Barras a compresión.

$$F_i = c/L = \frac{6216.6}{2} = 3108.3 \text{ k}$$

Revisión del ángulo de 2" x 5/16" con:  $A = 7.42 \text{ cm}^2$  y  $r = 0.99 \text{ cm}$ .

$$\frac{L}{r} = \frac{150}{0.99} = 151 < 200, \text{ a esta relación de esbeltez corresponde un } \text{-----}$$
$$F_a = 461 \text{ k/cm}^2$$

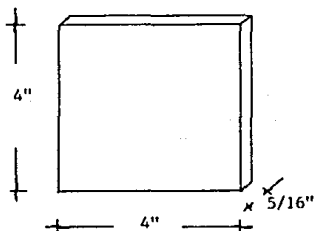
$$P_r = A \times F_a ; P_r = 7.42 \times 461 = 3420.6 \text{ k} > 3108.3 \text{ k}$$

Se aceptan 2 ángulos de 2" x 5/16" para el cordón superior.

Las diagonales a compresión serán del mismo ángulo.

## UNIONES

Al igual que en las armaduras de madera, se utilizarán placas que sirvan para unir las barras en cada nudo, estas placas serán de un espesor de  $5/16''$  y de dimensiones como sigue:



Volumen de la placa.

$$V = 4'' \times 4'' \times 5/16'' = 5 \text{ plg}^3$$

$$5 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{2.54 \text{ cm}^3}{1 \text{ plg}^3} \right) = 81.94 \text{ cm}^3$$

Peso de la placa

$$w = 81.94 \times 0.008 = 0.66 \text{ k}$$

Esta placa se utilizará para cualquier armadura (1 a 6.00 m)



Características generales de este material.

- a) Peso específico  $1080 \text{ k/m}^3$
- b) Muy duro
- c) Elongación hasta la ruptura 32%
- d) Resistencia a tensión  $f_t = 490 \text{ k/cm}^2$
- e) Resistencia a compresión  $f_c = 735 \text{ k/cm}^2$
- f) Baja resistencia al impacto.
- g) Temperatura de distorsión  $78^\circ \text{ C}$
- h) Poca resistencia al ataque de ácidos.

Larguero.

Del diseño en acero.

Carga actuante =  $2173.1 \text{ k}$

$M = 662.8 \text{ k-m}$

$$F = \frac{M}{d} \text{ (se propone un peralte } d = 7 \text{ cm)}$$

$$F = \frac{662.8}{0.07} = 9469 \text{ k}$$

Utilizando la sección de  $7.0 \times 7.0 \text{ cm}$  con  $A = 49 \text{ cm}^2$  y peso =  $5.29 \text{ k/m}$ .

$$P = A \times f_t ; P = 49 \times 490 = 24010 \text{ k} >> 9469 \text{ k}$$

Se acepta sección de  $7.0 \times 7.0 \text{ cm}$ . para larguero.

## Armaduras.

### Armadura de 4.00 m.

Barras a tensión.

$$F_i = 2528.9 \text{ k}$$

$$A = \frac{F_i}{f_t} ; A = \frac{2528.9}{490} = 5.2 \text{ cm}^2$$

Esta es el área necesaria para soportar la fuerza actuante, el igual que en los otros materiales. Se propone utilizar 2 elementos para los cordones, tanto superior como inferior.

$$A_c/E = 5.2/2 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Se proyecta, por necesidades de fabricación de este material, un espesor de 2 cm. en su parte más delgada por 3 cm. de altura, dejando un área de 6 cm<sup>2</sup>.

$$F_r = A \times f_t ; F_r = 6.0 \times 490 = 2940 \text{ k}$$

La fuerza que resiste el cordón es:

$$s F_r = 2 \times 2940 = 5880 \text{ k} > 2528.9 \text{ k}$$

Debido a la resistencia que se obtiene con esta sección, no es necesario revisar el diseño de barras a tensión para las armaduras de 4.50, 5.00 y 5.50 m., ya que las fuerzas internas que actúan en los elementos son ---

menores a la resistencia de esta sección. A continuación se revisará el diseño de barras a tensión para la armadura de 6.00 m.

Armadura de 6.00 m.

Barras a tensión.

$$F_i = 6321.8 \text{ k}$$

$$A = \frac{F_i}{f_t} ; A = \frac{6321.8}{490} = 12.90 \text{ cm}^2$$

$$A_c/E = 12.90/2 = 6.45 \text{ cm}^2$$

Se propone sección de 2.0 x 4.0 cm. con:  $A = 8.0 \text{ cm}^2$

$$F_r = A \times f_t ; F_r = 8.0 \times 490 = 3920 \text{ k}$$

La fuerza que resiste el cordón es:

$$2 F_r = 2 \times 3920 = 7840 \text{ k} > 6321.8 \text{ k}$$

Se acepta sección 2.0 x 4.0 cm para el cordón inferior.

Resumen:

- a) EL cordón inferior para las armaduras de hasta 5.50 m. será de 2 ---- secciones de 2.0 x 3.0 cm.

- b) El cordón superior para la armadura de 6.00 m. será de 2 secciones de 2.0 x 4.0 cm.
- c) Las diagonales a tensión de todas las armaduras serán de 1 sección de 2.0 x 3.0 cm.

Barras a compresión.

Ya anteriormente en este capítulo, se propuso una sección de 2.0 x 3.0 - cm. debido a necesidades de fabricación, a continuación se revisará esta sección.

$$Fr = A \times fc ; Fr = 6.0 \times 735 = 4410 \text{ k.}$$

La fuerza que resistirán los cordones será:

$$2 Fr = 2 \times 4410 = 8820 \text{ k.}$$

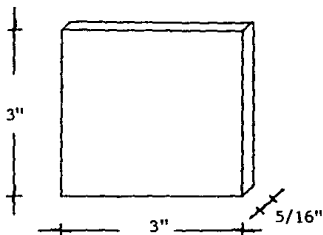
La resistencia a la compresión de esta sección es muy grande. Debido a-ésto no es necesario revisar el diseño de ninguna barra de las armaduras ya que todas tienen fuerzas internas menores de 8820 k.

Resumen:

- a) El cordón superior para todas las armaduras será de 2 secciones de -- 2.0 x 3.0 cm.
- b) Las diagonales a compresión de todas las armaduras serán de 1 sección de 2.0 x 3.0 cm.

## UNIONES

La placa para unir las barras en cada nudo será de un espesor de 5/16", al igual que en acero, pero sus dimensiones serán las siguientes:



Volúmen de la placa.

$$V = 3" \times 3" \times 5/16" = 2.8125 \text{ plg}^3$$

$$2.8125 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ plg}} \right)^3 = 46.10 \text{ cm}^3$$

Peso de la placa.

$$w = 46.10 \times 0.00108 = 0.05 \text{ k}$$

Esta placa se utilizará para cualquier armadura (1 a 6.00 m)

---

PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO MADERA.

Todos los análisis se basan en el plano de la pág.

Cuantificación.

Area total =  $6.0 \times 9.2 = 55.2 \text{ m}^2$  por departamento.

Si consideramos que los colados serán por nivel, es decir, por dos departamentos, el área será el doble.

$$55.2 \times 2 \text{ deptos.} = 110.4 \text{ m}^2$$

Cimbra de contacto (triplay)

$$\frac{110.4}{2.9768} = 37.09 ; 37 \text{ hojas de triplay}$$

Cada hoja de triplay tiene 2 costados de 2.44 m y 2 costados de 1.22 m., en los costados de 2.44 m., van colocados los largueros y en los de 1.22 m., se colocarán uniones de duela.

Largueros.

37 hojas x 2 costados largos = 74 costados.

74 costados x 2.44 m = 180.6 ; 181 m.

$$\frac{181 \text{ m}}{2.5 \text{ m/larguero}} = 72.4 ; 73 \text{ largueros (polines)}$$

Uniones de duela (para triplay)

$$37 \text{ hojas} \times 2 \text{ costados cortos} = 74 \text{ costados}$$

$$74 \text{ costados} \times 1.22 \text{ m} = 90.3 ; 91 \text{ m}$$

$$\frac{91}{2.5 \text{ m/duela}} = 36.4 ; 37 \text{ duelas}$$

Tanto para los largueros como para las uniones de duela, se requieren 10 pernos en cada pieza, por lo que el total de pernos será:

$$110 \text{ piezas} \times 10 \text{ pernos} = 1100 \text{ pernos ( 1" } \emptyset \text{ )}$$

Pies derechos.

Cada armadura requiere de 2 pies derechos, de la planta de distribución de armaduras (Pág. 68) sabemos:

$$\text{No. total de armaduras} = 40$$

$$\text{No. pies derechos} = 2 \times 40 = 80 \text{ pies derechos (polines)}$$

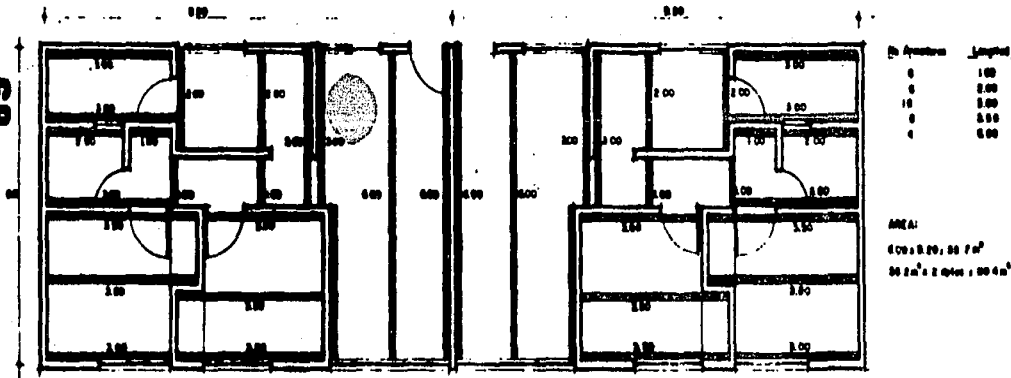
Cajones.

$$\text{No. Cajones} = \text{No. pies derechos.} ; 80 \text{ cajones.}$$

$$\text{cada cajón lleva 3 piezas; } 3 \times 80 = 240 \text{ piezas.}$$

una duela de 2.50 es suficiente para 25 piezas.

89



ESTUDIO, COMPARACION Y OPTIMIZACION DE CUBIERTA PARA LOSAS EN EDIFICACION.

TESIS PROFESIONAL

BRACHO BLANCHET RECTOR LMD

DISTRIBUCION DE ARMADURAS



$$\text{No. duelas} = \frac{240}{25 \text{ piezas/duela}} = 9.6 ; 10 \text{ duelas}$$

Armaduras.

Como ya se vió en la pág. 58 se requieren.

No. armaduras	Longitud
6	1.00
6	2.00
16	3.00
8	3.50
4	6.00

De la pág. 52, obtenemos:

Armaduras	Piezas	Total Piezas	Pernos	Total Pernos	Placas	Total Placas
1.00	10	60	30	180	5	30
2.00	22	132	62	372	9	54
3.00	34	544	94	1504	13	208
3.50	40	320	108	864	15	120
6.00	104	416	188	752	25	100
S U M A S		1472		3672		512

Cada pieza mide 50 cm, por lo que el total de metros será:

$$1472 \times 0.50 = 736 \text{ m.}$$

Cada duela mide 2.5 m., por lo que el No. de duelas será:

$$\frac{736}{2.5 \text{ m/ duela}} = 294.4 ; 295 \text{ duelas.}$$

Se requieren 3672 pernos ( 1 1/2"  $\emptyset$  ) , para todas las armaduras.

De cada tablón se obtienen 16.5 placas de unión, por lo que el No. de --  
tablones será:

$$\frac{512}{16.5 \text{ placas/tablón}} = 31.03 ; 31 \text{ tablonces.}$$

Presupuesto:

Cant.	Descripción	P.U	Importe	usos	Costo real
37	Hojas de Triplay 1.22 x 2.44 m 1 cara, 16mm.	32,114.-	1'188,218.-	9	132,024.-
153	Polines 4" x 4" x 8.25'	1,867.-	285,651.-	28	10,202.-
1100	Pernos de 1" Ø y 6" de- largo.	172.-	189,200.-	40	4,730.-
3672	Pernos de 1 1/2" Ø y 6" de largo.	225.-	826,200.-	40	20,655.-
342	Duelas 1" x 4" x 8.25'	697.-	238,374.-	28	8,513.-
31	Tablones 1" x 6" x 8.25'	1,378.-	42,718.-	26	1,526.-
	S U M A S		\$ 2'770,361.-		\$ 117,650.-

Tomando la suma de "costo real" , y dividiendo esta cantidad entre el to-  
tal de m<sup>3</sup> (110.4), obtenemos.

$$\text{Costo/ m}^3 = \$ 1,609.-$$

Agregando mano de obra: 21.06%

$$\text{Costo/ m}^3 = \$ 1,948.-$$

Tiempo de realización.

$$37 \times 1.6 \times 122 \times 244 = 1'762,265.6 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3 = 107,540.05 \text{ plg}^3$$

$$107,540.05 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}} \right) = 746.8 ; 747 \text{ P.T.}$$

$$153 \times 10.16 \times 10.16 \times 250 = 3'948,379.2 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3 = 240,944.9 \text{ plg}^3$$

$$240,944.9 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}} \right) = 1673.3 ; 1673 \text{ P.T.}$$

$$342 \times 2.54 \times 10.16 \times 250 = 2'206,447.2 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3 = 134,645.7 \text{ plg}^3$$

$$134,645.7 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}} \right) = 935.04 ; 935 \text{ P.T.}$$

$$31 \times 2.54 \times 15.24 \times 250 = 299,999.4 \text{ cm}^3 \times \left( \frac{1 \text{ plg}}{2.54 \text{ cm}} \right)^3 = 18,307.1 \text{ plg}^3$$

$$18,307.1 \text{ plg}^3 \times \left( \frac{1 \text{ P.T.}}{144 \text{ plg}} \right) = 127.13 ; 127 \text{ P.T.}$$

Total de pie tablonos = 3482.

Obtención de P.T. por m<sup>3</sup>

$$\frac{3482}{110.4} = 31.54 \text{ P.T./m}^3$$

Tomando el mismo rendimiento de 9.7 m<sup>3</sup>/JOR;

$$31.54 \frac{\text{P.T.}}{\text{m}^3} \times 9.7 \frac{\text{m}^3}{\text{JOR}} = 305.94 \frac{\text{P.T.}}{\text{JOR}}$$

3482 P.T. = 11.38 ; 12 días de trabajo

305.94 P.T.

JOR

## PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO ACERO Y MADERA.

### Cuantificación.

En la propuesta de madera se obtuvieron 73 largueros, esta misma cantidad es aplicable para la proposición de acero-madera con la diferencia de que los largueros son de 2 ángulos de 2" x 3/16", cada ángulo pesa 3.63 k/m.

$$73 \text{ largueros} \times 2.50 \text{ m} = 182.5 \text{ m} \times 2 \text{ ángulos} = 365 \text{ m.}$$

$$365 \text{ m} \times 3.63 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 1325 \text{ k.}$$

### Armaduras.

Se requieren exactamente las mismas armaduras, sólo que la cantidad en piezas varía.

Armaduras	Detalle de piezas	Total de piezas
1.00	4 piezas con ángulo 1 1/2" x 1/8" (tensión)	24
	6 piezas con ángulo 2" x 1/8" (compresión)	36
2.00	10 piezas con ángulo 1 1/2" x 1/8" (tensión)	60
	12 piezas con ángulo 2" x 1/8" (compresión)	72
3.00	16 piezas con ángulo 1 1/2" x 1/8" (tensión)	256
	18 piezas con ángulo 2" x 1/8" (compresión)	288
3.50	19 piezas con ángulo 1 1/2" x 1/8" (tensión)	152

	21 piezas con ángulo 2" x 1/8" (compresión)	168
6.00	34 piezas con ángulo 1 1/2" x 1/8" (tensión)	136
	36 piezas con ángulo 2" x 5/16" (compresión)	144

Total de kilos de acero para las armaduras.

Ángulo 1 1/2" x 1/8", pesa 1.83 k/m, total de piezas 628.

$$628 \text{ piezas} \times 0.50 \text{ m} = 314 \text{ m} \times 1.83 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 574.6 ; 575 \text{ k.}$$

Ángulo 2" x 1/8", pesa 2.46 k/m, total de piezas 564.

$$564 \text{ piezas} \times 0.50 \text{ m} = 282 \text{ m} \times 2.46 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 693.7 ; 694 \text{ k.}$$

Ángulo 2" x 5/16", pesa 5.83 k/m, total de piezas 144.

$$144 \text{ piezas} \times 0.50 \text{ m} = 72 \text{ m} \times 5.83 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 319.7 ; 420 \text{ k.}$$

Para estas armaduras se necesitan 3672 pernos y 512 placas, sólo que las placas son de acero, por lo que:

Del capítulo IV sabemos que cada placa pesa 0.66 k.

$$512 \times 0.66 = 337.9 ; 338 \text{ k.}$$

El total de kilos de acero para la proposición es: 3014 k.

La cimbra de contacto, pernos, pies derechos y uniones con duela ———  
siguen siendo la misma cantidad que para la proposición de madera.

Presupuesto.

Cant.	Descripción	P.U c/m.o	Importe	Uso	Costo Real
37	Hojas de triplay 1.22 x - 2.44 m 1 cara, 16 mm.	38,877.-	1'438,449.-	9	159,828.-
80	Polines 4" x 4" x 8.25'	2,260.-	180,800.-	28	6,457.-
47	Duelas 1" x 4" x 8.25'	844.-	39,668.-	28	1,417.-
370	Pernos de 1" Ø y 6" de largo.	208.-	76,960.-	40	1,924.-
3672	Pernos de 1 1/2" Ø y 6" de largo.	272.-	998,784.-	40	24,970.-
3014	Kilos de acero (trabajado)	1,200.-	3'616,800.-	40	90,420.-
	SUMAS		\$6'351,461.-		\$285,016.-

Tomando la suma de "costo real", y dividiendo esta cantidad entre el ---  
total de m<sup>3</sup> (110.4), obtenemos:

Costo / m<sup>3</sup> (m.o.) = 2,582.-



## PROPUESTA DE OPTIMIZACION UTILIZANDO ACRILICO Y MADERA.

### Cuantificación.

Largueros.

De la propuesta de madera sabemos que se necesitan 73 largueros:

$$73 \text{ largueros} \times 2.50 \text{ m} = 182.5 \text{ m.}$$

Para esta proposición, los largueros son de acrílico y tienen una ----- sección de 7.0 x 7.0 cm., que pesa 5.29 k/m, por lo que tendremos:

$$182.5 \text{ m} \times 5.29 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 965.4 ; 966 \text{ k.}$$

Armaduras.

El número de piezas será exactamente el mismo, variando únicamente las - secciones.

Armaduras	Detalle de piezas	Total de piezas.
1.00	10 piezas con sección 2.0 x 2.0 cm.	60
2.00	22 piezas con sección 2.0 x 2.0 cm.	132
3.00	34 piezas con sección 2.0 x 3.0 cm.	544
3.50	40 piezas con sección 2.0 x 3.0 cm.	320
6.00	48 piezas con sección 2.0 x 3.0 cm.	192
	ss piezas con sección 2.0 x 4.0 cm.	88

Total de kilos de acrílico para las armaduras.

Sección 2.0 x 3.0 cm., pesa 0.65 k/m, total de piezas 1248.

$$1248 \text{ piezas} \times 0.50 \text{ m} = 624 \text{ m} \times 0.65 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 405.6 ; 406 \text{ k.}$$

Sección 2.0 x 4.0 cm., pesa 0.864 k/m, total de piezas 88

$$88 \text{ piezas} \times 0.50 \text{ m} = 44 \text{ m} \times 0.864 \frac{\text{k}}{\text{m}} = 38.02 ; 38 \text{ k.}$$

Además se tomarán en cuenta para la proposición los mismos 3672 pernos y 512 placas, solo que las placas son de acrílico, por lo que:

Del capítulo IV sabemos que cada placa pesa 0.05 k.

$$512 \times 0.05 = 25.6 ; 26 \text{ k.}$$

El total de kilos de acrílico para la proposición es: 1436 k.

El resto de los elementos necesarios para la cimbrera permanece igual que para la proposición de madera.

Presupuesto.

Cant.	Descripción.	P.U.	Importe	Usos	Costo real
37	Hojas de triplay 1.22 x 2.44 m 1 cara, 16 mm.	32,114.-	1'188,218.-	9	132,024.-
80	Polines 4" x 4" x 8.25'	1,867.-	149,360.-	28	5,334.-
47	Duelas 1" x 4" x 8.25'	697.-	32,759.-	28	1,170.-
370	Pernos de 1" Ø y 6" de largo.	172.-	63,640.-	40	1,591.-
3672	Pernos de 1 1/2" Ø y 6" de largo.	225.-	826,200.-	40	20,655.-
1436	Kilos de acrílico.	2,100.-	3'015,600.-	30	100,520.-
	SUMAS		\$5'275,777.-		\$261,294.-

Tomando la suma de "costo real" y dividiendo esta cantidad entre el ----  
total de m<sup>2</sup> (110.4), obtenemos:

$$\text{Costo/m}^2 = \$ 2,367.-$$

Agregando mano de obra 22.62%

$$\text{Costo/m}^2 \text{ (m.o.)} = \$ 2,902.-$$

Los tiempos de realización para las propuestas acero-madera y acrílico ---  
madera, los suponemos iguales a la propuesta de madera.

Todos los precios anteriormente expresados corresponden al mes de mayo ---  
de 1987.

Los datos acerca del acrílico fueron proporcionados por la Compañía -----  
VITROFIBRAS. Esta Compañía tiene estudios realizados especialmente en el-  
empleo de fibra de vidrio. Esta requiere resinas de acrílico y es la ra-  
zón por la cual se obtuvieron los datos de precios por kilo de acrílico y  
la influencia en el porcentaje de mano de obra para su fabricación.

## CONCLUSIONES

---

Para el desarrollo de este trabajo de tesis se tomaron en cuenta tres materiales, que fueron escogidos por las siguientes razones:

**Madera:** Tradicionalmente, el material más utilizado para la construcción de cimbbras.

**Acero:** Debido a sus características, es el mejor material en el campo de la construcción.

**Acrílico:** Por que junto con toda la gama de plásticos, contemplan las más amplias perspectivas de utilización en el futuro.

En los capítulos I y II, se hace una crítica y análisis sobre la forma en que se cimbra comúnmente en la edificación, y como ya se mencionó, el diseño adecuado de cimbra está abandonado, cuando menos en lo que respecta a edificación.

Las soluciones que se proponen en los capítulos III y IV y que posteriormente son valuados en su costo en el capítulo V, tienen la finalidad de hacer de la cimbra lo más práctico y económico. Estos dos aspectos se logran mediante tres "etapas" y que son: estructuración, facilitar su manejo e incrementar el Número de usos.

La primera "etapa" consiste en mejorar la estructuración, cambiando, --- los "bosques de polines" por una mejor distribución de elementos. Esto se logra al colocar largueros y pequeñas armaduras.

La segunda "etapa" tiene la finalidad de facilitar y agilizar el manejo de la cimbra y descimbra de un área. Se logra este objetivo al estandarizar el tamaño de las piezas, como es el caso de que las armaduras ---- están hechas por módulos triangulares de 50 cm. cada lado. Esto permite que se puedan montar armaduras de cualquier medida que sea múltiplo de - 50 cm. hasta 6.00 m. Otro factor importante es la colocación de placas para unir las barras en los nudos de las armaduras. Y si a ésto tambien se agrega que las piezas de la cimbra serán fijadas con pernos, el resultado es que el cimbrado será una operación un poco más sencilla y rápida por realizar.

La última "etapa" consistió en lograr que este sistema de cimbrado fuera conveniente, económicamente hablando.

La cimbra logró abatir costos por sí sola, ya que aunque el gasto de --- adquisición es alto, especialmente en las propuestas acero-madera y ---- acrílico-madera, la recuperación ocurre al verse incrementado el número de usos que se le pueden dar a la cimbra.

Ventajas adicionales.

1° Al estructurar de esta manera una cimbra, se obtiene un área de trabajo en obra más grande. Esto ocurre gracias a que la cantidad de - pies derechos para soportar la cimbra se ve disminuida por la utili-

zación de armaduras.

- 2° No se requerirá de personal especialmente capacitado para montar la cimbra.
- 3° Como consecuencia de incrementar el área de trabajo, tendremos la posibilidad de avanzar en otras actividades y reducir el tiempo de terminación de una obra.
- 4° La utilización de la madera es casi del 100%, ya que por ejemplo, de una duela para armadura deben obtenerse 5 barras.

La propuesta de optimización más adecuada para este sistema de cimbrado es la que se realizó utilizando exclusivamente madera, resultó ser la mejor por las siguientes razones:

- a) Su entera fabricación es en obra.
- b) El costo de adquisición es el más bajo.
- c) El costo por m<sup>2</sup> incluyendo mano de obra es el más económico.
- d) El tiempo que se requiere para habilitar la cimbra es relativamente corto.

Valuando las características de este sistema y comparándolo con el que se emplea actualmente en edificación, llegamos a la conclusión de que superamos todas las deficiencias actuales como: falta de diseño, costo excesivo, tiempo de realización. etc.

Debido a estas características y a que además ofrece una modulación en el cimbrado, este sistema es conveniente para ser utilizado en la edificación.

## BIBLIOGRAFIA

---

- Diseño y construcción de estructuras de madera.

Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para-  
el Distrito Federal.

- Características de la madera y su uso en la construcción.

C.N.I.C. (1971)

- Serie cimbras.

Tomo 1: Diseño

Tomo 2: Materiales, montaje y accesorios.

Tomo 3: Juntas, aditamentos, colado y acabados.

Tomo 4: Fallas, seguridad en cimbra y descimbrado.

I.M.C. Y C.

- Costos y materiales.

Ing. Juan B. Peimbert.

- Apuntes de diseño en madera.

Universidad Autonoma Metropolitana.



- Cimbras y moldes. Guía practica para su construcción y uso.

I.M.C.Y.C.