



DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.



Presentación

La elaboración de libros, como ayuda a la preparación de estudiantes de ingeniería, se ha convertido en una de las tareas más importantes de la Fundación para la enseñanza de la construcción.

En esta ocasión presentamos el libro "**Diseño de Cimbras de Madera**", en el cual se describen todos los aspectos relacionados con esta importante rama dentro de la ingeniería.

Tenemos que agradecer al Ing. Federico Alcaraz Lozano, por su valiosa colaboración, e invitamos a profesores y alumnos a que, con sus comentarios y sugerencias permitan enriquecer el contenido de futuras ediciones.

Fundec, A.C.

1990



Consejo Directivo de Fundec, A.C.

Presidente:

Ing. Fernando Favela Lozoya

Vicepresidente

Ing. Francisco J. Canovas Corral

Tesorero:

Ing. Rafael Aburto Valdés

Secretario:

Ing. Ernesto R. Mendoza Sánchez

Vocales:

Ing. Federico Alcaraz Lozano

Ing. Roberto Betancourt Arce

Ing. Carlos M. Chavarri Maldonado

Ing. Jorge H. De Alba Castañeda

Ing. Emilio Javier Gil Valdivia

Director General:

Ing. Alejandro Ponce Serrano

La Fundación para la enseñanza de la construcción, Fundec, A.C., Institución sin fines lucrativos, formada por profesores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, tiene como principal objetivo, implementar los mecanismos necesarios para el fomento y mejoramiento de la enseñanza de la construcción, promoviendo las acciones que tiendan al beneficio y superación de profesores y alumnos de instituciones universitarias en el ámbito nacional.

Para el cumplimiento de sus objetivos, se tiene celebrado un convenio de colaboración y apoyo con la Universidad Nacional Autónoma de México.

La oficina matriz de Fundec, A.C., esta en el departamento de construcción de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, situada en Cd. Universitaria, México, D.F.

ÍNDICE

Págs.

Capitulo I

Conceptos Generales

1.1	Definición de Cimbra	<u>7</u>
1.2	Requisitos	<u>7</u>
1.3	Conformación	<u>8</u>
1.4	Materiales	<u>8</u>
1.5	Cimbrado	<u>8</u>
1.6	Cimbras Especiales	<u>9</u>

Capitulo II

Tipos y Resistencia de Madera

II.1	Importancia de la Madera	<u>10</u>
II.2	Clasificación de la Madera	<u>10</u>
II.3	Estructura de la Madera	<u>11</u>
II.4	Aserrado	<u>12</u>
II.5	Curado o Secado de la Madera	<u>14</u>
II.6	Clasificación de la Madera Blanda Aserrada	<u>15</u>
II.7	Defectos de la Madera	<u>15</u>
II.8	Madera Laminada	<u>17</u>
II.9	Cuantificación	<u>17</u>
II.10	Resistencia de la Madera	<u>18</u>



Capítulo III

Procedimientos de Diseño

III.1	Cargas y Presiones	34
III.2	Presión Lateral del Concreto	36
III.3	Procedimientos de Diseño	38
III.4	Diseño de Columnas y/o Puntales	39
III.5	Diseño de piezas en Flexión	41
III.6	Fórmulas para combinación de Flexión y Carga Axial	42
III.7	Fórmulas para el esfuerzo cortante	43
III.8	Flechas	44
III.9	Pandeo Lateral	45
III.10	Elementos de Unión	45
III.11	Resumen de las Fórmulas empleadas	49

Capítulo IV

Ejemplos

IV.1	Diseño de una Cimbra para Muro	51
IV.2	Diseño de una Cimbra para Losa	58
IV.3	Diseño de una Cimbra para Trabe	65
IV.4	Diseño de una Cimbra para Columna	67
IV.5	Diseño de Contravientos	72

Capítulo V

Ayudas de Diseño

Tabla V-1	Propiedades del Triplay para fines estructurales	76
Tabla V-2	Radio mínimo de doblado para Triplay	77
Tabla V-3	Carga Vertical para diseño de Cimbras de Losa	73
Tabla V-4	Presiones Horizontales para Diseño de Cimbras de Muros	78
Tabla V-5	Presiones Horizontales para Diseño de Cimbras de Columnas	79
Tabla V-6	Mínima Fuerza Lateral para Diseño de Contraventeo de Cimbras de Losas	80



Tabla V-7	Mínima Fuerza Lateral para Diseño de Contraventeos de Cimbras de Losas, Cimbras de Muros Aplicada en la parte alta del molde	81
Tabla V-8	Esfuerzos Permisibles para madera en función de su densidad	82
Tabla V-9	Esfuerzos Permisibles en kg/cm ² condición verde	83
Tabla V-10	Dimensiones Máximas Permisibles en los Nudos Presentes en un elemento estructural en cm	83
Tabla V-11	Limitaciones a los defectos para calidades V-75, V-65, V-50 y V-40	84
Tabla V-12	Esfuerzos Permisibles en kg /cm ²	84
Tabla V-13	Temperatura de Diseño para el cálculo de la presión lateral en muros y columnas	85
Tabla V-14	Dimensiones y Propiedades de piezas cepilladas	88
Tabla V-15	Carga resistente de puntales de madera	89
Gráfica V-16	Presión lateral de concreto en Muros	92
Gráfica V-17	Presión lateral de concreto en Muros	93
Gráfica V-18	Presión lateral de concreto en Columnas	94
Figuras		95
Bibliografía		107

CAPITULO I

CONCEPTOS GENERALES

I.1 DEFINICIÓN DE CIMBRA

Es un sistema integrado por formas de madera o metal y sus soportes, cuya función es la de contener al concreto hasta que éste haya alcanzado por lo menos, la resistencia necesaria para auto soportarse.

I.2 REQUISITOS

El costo de la cimbra para una obra de concreto, puede representar entre el 35 y 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación, que garanticen economía y seguridad.

Para reunir estos requisitos, una cimbra debe poseer entre otras las siguientes propiedades:

Objetivos de la cimbra:

- Tener la geometría del concreto
- No deformarse más allá de las tolerancias del concreto
- No permitir la pérdida de lechada
- Facilitar el llenado

Características de la cimbra:

- Resistente
- Durable
- Indeformable
- Textura adecuada al acabado.
- Hermética.
- Fácil de armar.



- Fácil de descimbrar.
- Fácil de limpiar.
- Económica.

Las cimbras deben diseñarse tomando muy en cuenta los esfuerzos por un lado, y la resistencia de los materiales empleados en su construcción.

Los tanteos generalmente ocasionan cimbras mal diseñadas, subestimando o sobreestimando los esfuerzos, con el consecuente riesgo de falla o el excesivo costo por el sobrado uso de materiales, una cimbra diseñada correctamente, eliminará ambas posibilidades de error.

1.3 DISPOSICIÓN

En términos generales, una cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras:

- **Cimbra de contacto**
- **Obra falsa**

Cimbra de contacto.- Es la que se encuentra directamente en contacto con el concreto, y cuya función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura; se compone principalmente por paneles, tarimas, moldes prefabricados, etc.

Obra falsa.- Es la constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto; los elementos más comúnmente usados en la obra falsa son vigas maderas, pies derechos, contravientos, etc.

1.4 MATERIALES

Los materiales de las cimbras pueden ser establecidos por la economía, la necesidad, o por una combinación de los dos factores.

Entre los materiales más comunes se encuentran la madera, el triplay, el acero y el aluminio, ya sea separadamente, o en combinación. Sin embargo, si las cimbras pueden fabricarse en tableros o en otras formas que permiten utilizarlas muchas veces, el número mayor de usos puede hacer más bajo el costo por cada operación.

1.5 CIMBRADO

El término CIMBRADO, se refiere a las operaciones que se realizan para la instalación de la cimbra.



Las cimbras serán limpiadas completamente de óxidos, virutas, aserrín y otros, antes de verter el concreto, para conseguir una limpieza óptima, se recomienda el uso de aire comprimido o de agua a presión.

Las caras interiores de las cimbras serán uniformes y lisas. El tratamiento con aceite o desmoldantes se aplicará a las maderas, en lo posible antes de su colocación en los cimbrados, en todo caso se hará antes de la colocación de los refuerzos, las juntas no permitirán escapes de lechada del concreto.

La fijación de las cimbras y sus diferentes elementos ha de ser tal, que permita la remoción sin producir daños al concreto.

I.6 CIMBRAS ESPECIALES

El pretensado o el postensado del refuerzo de un concreto, los elementos prefabricados de concreto, el uso de procedimientos de colado continuos, y el colado de concreto bajo el agua, entre otras razones, implican el uso de cimbras especiales.

Aún cuando el objetivo de estas cimbras especiales es contener al concreto hasta que haya alcanzado su fraguado final, difieren de los convencionales de acuerdo a condiciones particulares de uso, para ser apropiadas al colado de los elementos de concreto.

CAPITULO II

TIPOS Y RESISTENCIA DE MADERA

II.1 IMPORTANCIA DE LA MADERA

La madera es uno de los materiales más valiosos para la construcción, porque se puede cortar y darle forma fácilmente, la madera ha sido una materia prima muy popular desde hace miles de años; hay muchas variedades de madera, con diferentes resistencias, texturas, vetas y colores que son apropiados para un gran número de usos.

La madera como materia prima, tiene una ventaja definitiva sobre otros recursos naturales; los depósitos de minerales pueden terminarse después de unos años de explotación, pero los bosques pueden renovarse en un período de tiempo relativamente corto si se implementa un programa de reforestación.

II.2 CLASIFICACIÓN DE LA MADERA

Se pueden considerar dos grupos de maderas al clasificarlas en función de su procedencia: maderas blandas y maderas duras.

Maderas blandas.- Proviene de árboles conocidos como coníferas, que tienen hojas en forma de agujas y pinabeto, etc. las conservan todo el año, como el abeto, pino, cedro. Las maderas blandas se usan para cimbras, construcción de casas, aislamiento, etc.

Maderas duras.- Proviene de árboles de hoja ancha o debido a que estos árboles se desprenden de sus hojas en invierno, se conocen como árboles caducos o árboles de hoja caduca, como el roble, nogal, caoba, arce. Las maderas duras proporcionan mayor resistencia a las construcciones, pero su uso se generaliza más en escaleras, puertas y, sobre todo, muebles.

La clasificación de los árboles por la forma de sus hojas no siempre indica la textura de su madera; el tilo y el álamo se clasifican como madera dura, pero el tilo es blando y el álamo medianamente duro. Por otra parte, el pino y el abeto son maderas clasificadas como suaves, pero son bastante durables y tienen una textura mediana.

Hojas de
abeto



Agujas de
abeto



Hoja de roble

Hojas de
roble

II.3 ESTRUCTURA DE LA MADERA

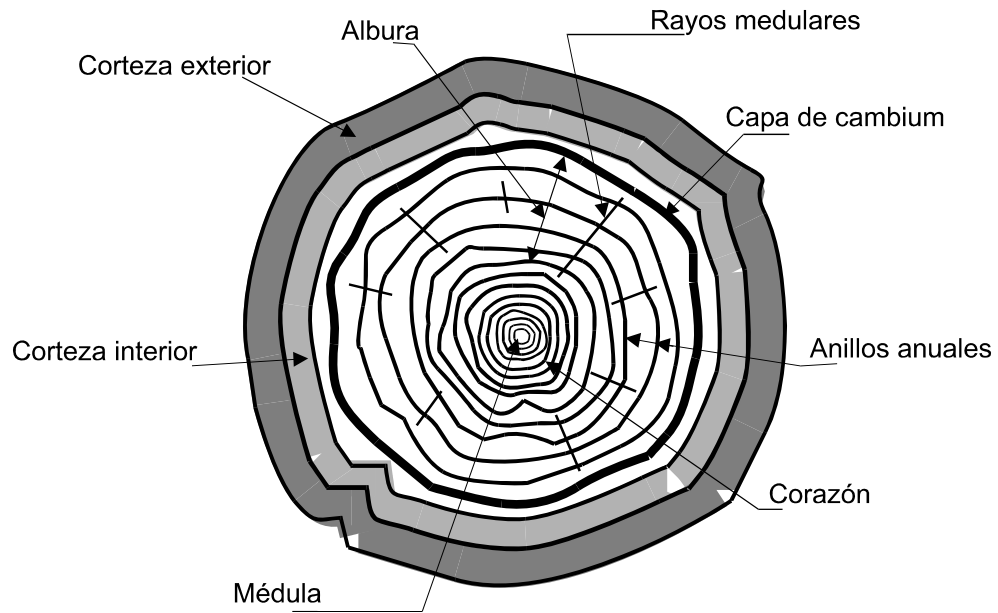
Las coníferas y los árboles caducos son similares en sustancia pero difieren en su estructura celular.

En las coníferas las células son delgadas y porosas; en consecuencia, la conífera crece más rápidamente y es más grande que el árbol caduco.

Los árboles caducos son más gruesos y tienen más compactas las paredes celulares; esto hace que el árbol sea proporcionalmente más pesado y fuerte que la conífera.

Las partes fundamentales de un árbol son:

Corteza	Es la capa exterior de un árbol que lo protege de insectos y lesiones; la corteza interior es impermeable y retiene la savia.
Cambium	Es una sustancia viscosa que se encuentra entre la corteza interior y la albura. Es donde se efectúa el crecimiento del árbol.
Albura	Está formada por células vivas que llevan la savia desde las raíces al tronco. Es de color muy claro.
Corazón	Cuando el árbol se hace viejo, las capas de albura gradualmente se convierten en el corazón. Las células del corazón están llenas con resinas y gomas que no tienen ninguna función.
Médula	Es una sustancia suave que se encuentra en el centro del árbol. Cuando el árbol envejece las células de alrededor se cierran tanto que a menudo en los árboles maduros ya no se encuentra médula.
Rayos Medulares	Son una serie de células que parten del centro del árbol hacia el exterior del tronco; distribuyen alimento horizontalmente a través del árbol y mantienen los anillos anuales juntos.
Anillos Anuales	Cada anillo anual tiene dos secciones, madera de primavera y madera de verano. Cada anillo completo representa un año de crecimiento. Todos los anillos son concéntricos.

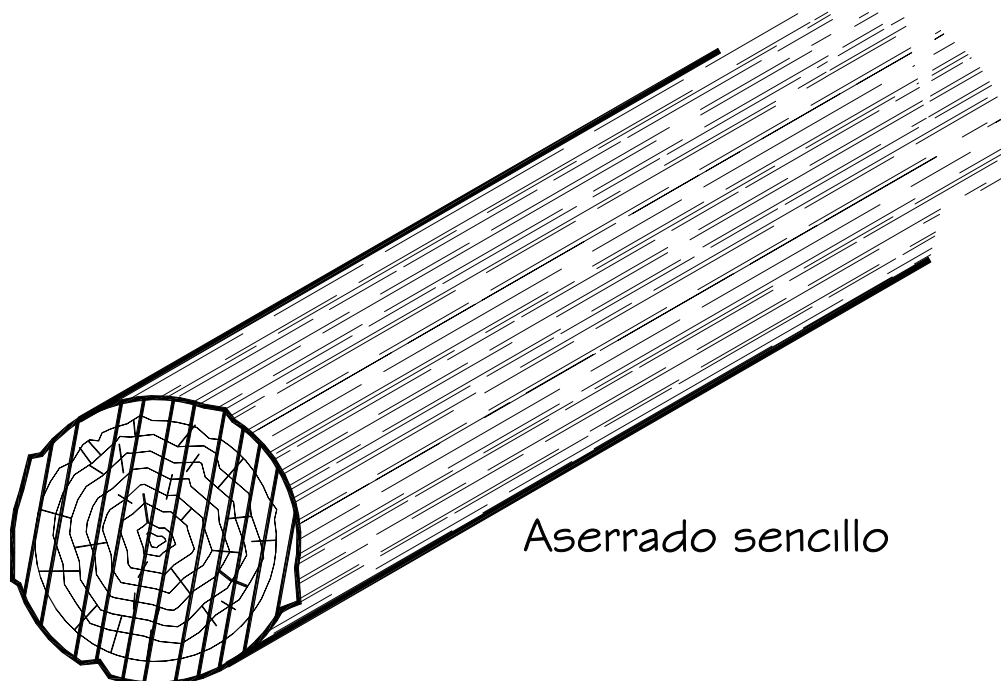


Corte transversal de un tronco de un árbol

II.4 ASERRADO

Aserrado Sencillo.

Cuando a un tronco se le corta por aserrado sencillo, todos los cortes de la sierra son hechos en una sola dirección. Usando este método, se obtiene un aserrado barato debido al poco trabajo que necesita hacerse en el aserradero.



Las tablas que se cortan de la mitad del tronco resultan cortadas a 45 grados porque los rayos medulares se extienden en ángulo recto con los anillos anuales, formando una veta esquinada. Las tablas más alejadas del centro tendrán una veta plana y se tuercen más fácil mente que las de en medio. La torcedura se debe a que las células de cada lado de la tabla tienen distinta estructura. Las células del exterior del árbol (la albura) contienen más humedad que las células del centro (corazón); cuando se seca una tabla aserrada simplemente, el lado del corazón se seca más rápidamente que el lado de la albura, haciendo que la tabla se tuerza.

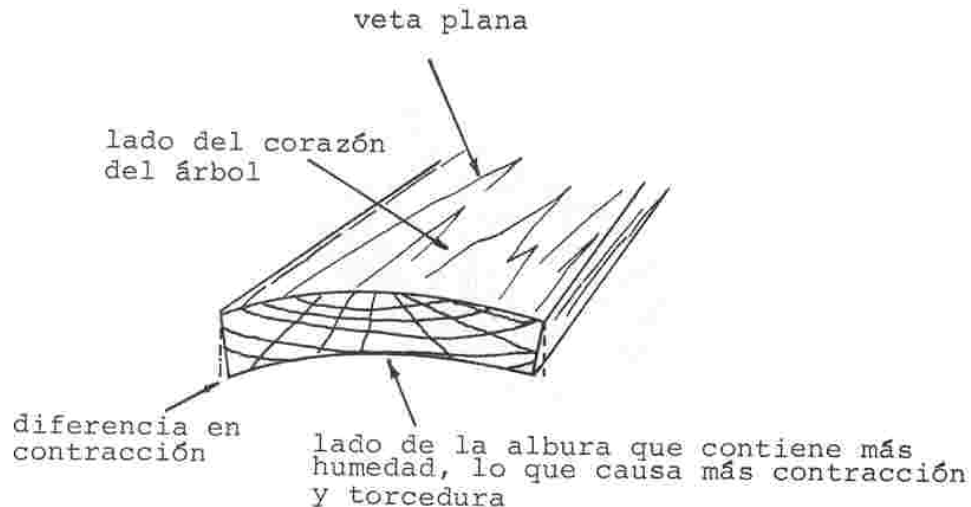
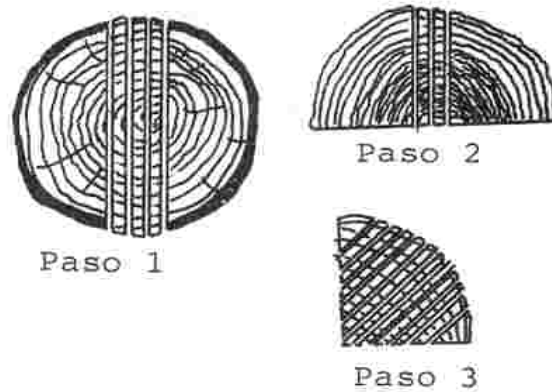


Tabla de Aserrado Simple

Aserrado en cuartos.

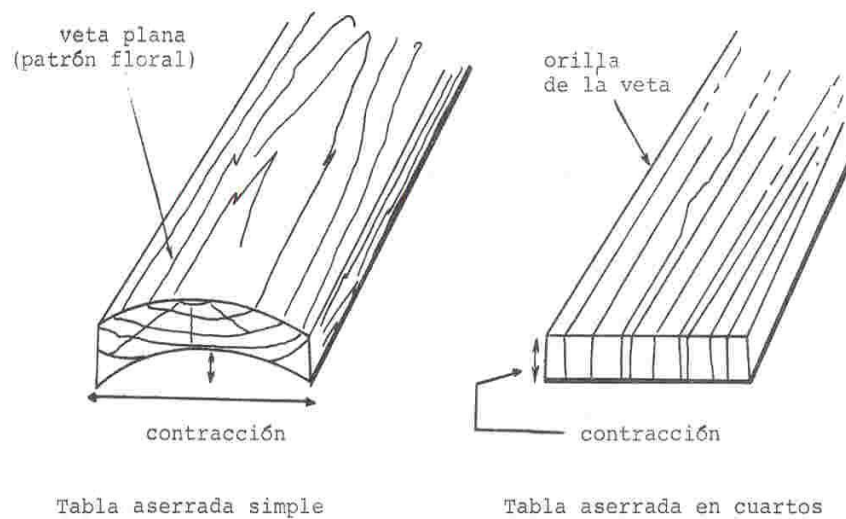
Un tronco aserrado en cuartos tiene todos los cortes hechos aproximadamente a 90° grados de los anillos anuales.

Para aserrar el tronco en cuartos se requiere considerablemente más manejo que en el sencillo y hay mucho más desperdicio. Por consiguiente, el aserrado es más costoso. Sin embargo, las tablas aserradas en cuartos no se tuercen tanto al secarse como las de aserrado simple porque la formación de las células es casi siempre igual en los dos lados, lo que permite a esta tabla que pierda o absorba igual humedad en los dos lados.



Aserrado en Cuartos

Las tablas aserradas en cuartos tienen la orilla de una veta en la superficie de la tabla, mientras que las de aserrado simple tienen un patrón floral (o veta plana).



La mayoría de las maderas suaves son aserradas simplemente.

II.5 CURADO O SECADO DE LA MADERA

El curado de la madera aserrada es realmente la reducción de la humedad de la madera hasta un contenido correcto. El contenido correcto de humedad para la madera aserrada curada al aire es del 10 al 15 por ciento; la madera aserrada curada en estufa debe contener cerca del 5 por ciento de humedad.

Curado al aire.

Las tablas que van a ser curadas al aire se apilan bien separadas del suelo y en un pequeño ángulo, de tal manera que la lluvia pueda escurrirse; se deja un pequeño espacio entre sus filas y se separa cada capa con tiras de madera que pueden ser de 1 por 2 pulg. (2.5 por 5 cm.). Este arreglo permite que el aire circule libremente alrededor de cada tabla.

Para asegurarse de que las tablas estén derechas, es de mayor importancia que las tiras de madera sean de grosor uniforme. El tiempo de secado varía con el grosor y textura de la madera aserrada. El factor clima siempre tiene un papel importante en la determinación del tiempo de secado. En condiciones normales, 1 pulg. (2.5 cm.) de madera blanda requiere aproximadamente seis meses de secado al aire libre; la madera dura tarda mucho más tiempo. Por eso, la madera dura se seca generalmente en estufas. La mayoría de las maderas blandas se secan al aire libre y su uso es generalizado en la construcción.

Secado en Horno.

Un horno es una gran estufa en la cual se seca la madera. El objeto del secado en horno es acelerar el proceso de eliminación de la humedad, requiriéndose de dos a cinco semanas para obtener el secado necesario. Las maderas secadas en horno son generalmente duras y su uso no es común en cimbras, sino que se utiliza en muebles, pisos, etc.

II.6 CLASIFICACION DE LA MADERA BLANDA ASERRADA

La madera blanda se divide en tres grupos: madera de patio, madera de taller y vigas.

- Madera de patio.- En general, la madera de patio se clasifica como selecta, de primera, de segunda y de tercera, y se usa ampliamente en cimbras y en la construcción.
- Madera de taller.- Se usa en la fabricación de artículos de madera.
- Vigas.- Las vigas refuerzan los sitios donde se tienen mayores cargas, varían en tamaño empezando de 4 por 4 pulg. (10 por 10 cm.), como el más usual.

II. 7 DEFECTOS DE LA MADERA

Cualquier irregularidad en la madera que afecte a su resistencia o durabilidad es un defecto. A causa de las características naturales del material, existen varios defectos inherentes a todas las maderas, que afectan a su resistencia, apariencia y durabilidad. Los defectos más comunes son:

Rajadura a través de los anillos, que es una hendidura o separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales; generalmente proviene del proceso de curado.

Se llama **reventadura entre anillos**, a la separación a lo largo del hilo, principalmente entre anillos anuales.

Estos dos tipos de defectos reducen la resistencia al esfuerzo cortante; por tanto, los miembros sujetos a flexión resultan afectados directamente por su presencia.

La pudrición es la desintegración de la sustancia leñosa debida al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona.

Generalmente es difícil determinar el alcance de la pudrición, por tanto, en las maderas de los grados estructurales, no se tolera ninguna forma de pudrición.

Descantillado o Gema es el término que se aplica a la corteza, o ausencia de madera o corteza, en la arista o esquina de un trozo de madera aserrada.

La resistencia de un miembro, puede resultar afectada por la gema, porque el miembro tiene un área de la sección transversal insuficiente.

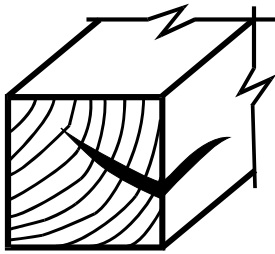
En las especificaciones, el descantillado puede evitarse con el requisito de que las aristas sean en ángulo recto.

Un nudo es la parte de una rama incorporada en el tallo de un árbol.

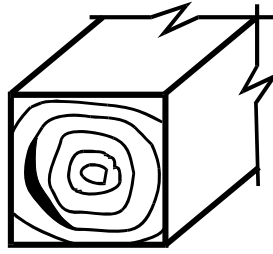
Hay varios tipos y clasificaciones de nudos, y la resistencia de un miembro resulta afectada por el tamaño y posición de los nudos que pueda contener.

Las reglas para clasificar en grados la madera estructural son específicas respecto al número y el tamaño de los nudos, y se les torna en cuenta, al determinar los esfuerzos de trabajo.

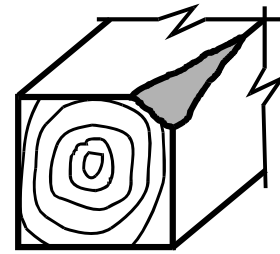
Las bolsas de resina son aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina, ya sea sólida o líquida.



Rajadura



Reventadura



Gema

II. 8 MADERA LAMINADA

La madera laminada o terciada se fabrica remojando troncos en agua caliente (aproximadamente 65°C ó 150°F) por cuatro o cinco días; se quita la corteza y se cortan los troncos a longitudes estándar de 102, 90 Y 86 pulgadas (2.55, 2.25 Y 2.15 m.).

El tronco se coloca luego en un gran torno rotatorio donde se cortan hojas del grueso deseado; estas hojas se secan y se cortan en secciones.

Se esparce pegamento sobre toda la superficie y luego se colocan en una enorme prensa hasta que se seca el pegamento.

La contracción y la hendidura en la madera laminada es despreciable, lo que la hace ideal para un trabajo de cimbras para concreto, recubrimientos y tableros; la madera laminada viene en tamaños diferentes de acuerdo con su grueso, desde 1/8 a 1 pulg. (0.3 a 2.5 cm.) .

Los tamaños más usados en la construcción son 3 por 4 pies y 4 por 8 pies (0.91 por 1.22 m. y 1.22 por 2.44 m.), y puede comprarse con un lado bueno, o con dos lados buenos.

II.9 CUANTIFICACIÓN

La madera debería cuantificarse en el Sistema Métrico Decimal, es decir, por metro cúbico; mas la práctica es hacerlo a base de "pie tablón", definiendo como pie tablón la cantidad de madera que integra un elemento de un pie de ancho por un pie de largo por una pulgada de espesor; por lo tanto, un pie tablón debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones.

De manera práctica, se ponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón:

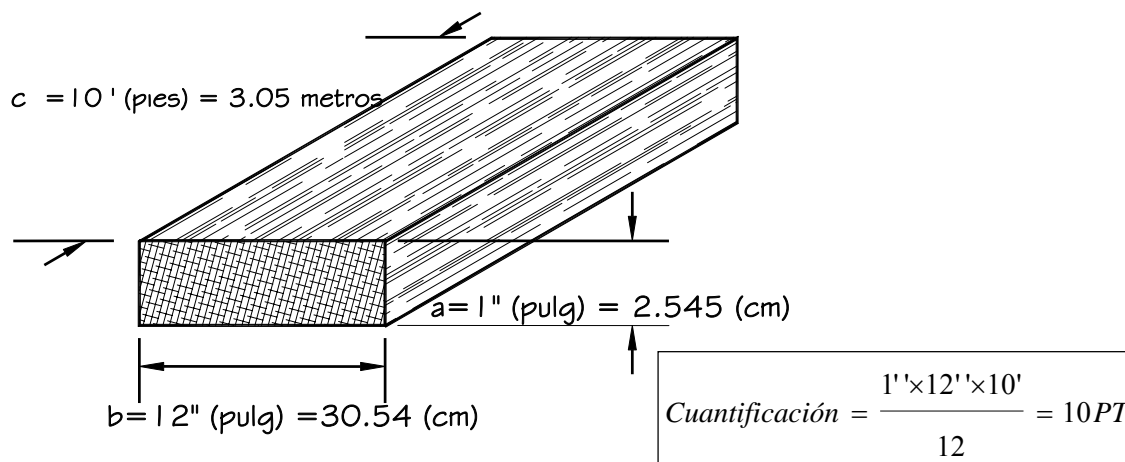
$$A) \dots\dots\dots \frac{a' \times b' \times c'}{12} = PT$$

$$A) \dots\dots\dots \frac{a' \times b' \times c(\text{metros})}{3.657} = PT$$

a es la dimensión mínima de la pieza en **pulgadas (in)**.

b es la dimensión media de la pieza en **pulgadas (in)**.

c es la dimensión máxima de la pieza en **pies (ft)** o en **metros (m)**.



Para facilitar la cuantificación de madera en cimbras, se propone el uso de "FACTORES", que son los siguientes:

Factor de Contacto "F.C.".- "Es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual queremos referir el estudio (m^2 en nuestro caso) entre el área de contacto real (en la misma unidad) de la porción del elemento analizado".

Factor de Desperdicio "F.D.".- "Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera rota o perdida en la elaboración y durante los diferentes usos de una cimbra".

Factor de Usos "F.U.".- "Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de cimbra entre el número de usos propuesto".

II.10 RESISTENCIA DE LA MADERA

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, las disposiciones relativas a madera son aplicables a elementos estructurales de madera maciza de cualquier especie. El diseño estructural se hará sobre la base de esfuerzos permisibles en condiciones de servicio (bajo cargas nominales especificadas en el reglamento).

A causa de los defectos y variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con la precisión requerida desde el punto de vista de la ingeniería, pues la madera por ser un material natural, presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales; la

determinación de los esfuerzos permisibles puede basarse en diferentes criterios, que están fundamentados en la información de las características de la madera que emplearemos para cimbra.

La elección del criterio para determinar los esfuerzos permisibles será entonces particular para las condiciones de cada obra.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad (γ) de la madera seca y para madera de primera.

De no obtenerse experimentalmente, el valor de γ se supondrá de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla:

Concepto	Para cualquier γ	(Valor en Kg/cm ²)
		Para $\gamma = 0.4$
Esfuerzo en flexión o tensión simple	196 γ	60
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196,000 γ	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5 γ	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2 γ	7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000 γ	95,000
Esfuerzo cortante	35 γ	10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla.

Para maderas de tercera, se tomará el 50%. Tratándose de maderas saturadas o sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%, el de compresión perpendicular a la fibra 33% y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = \frac{PQ}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$



donde:

N.- Esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo con la fibra.

P.- Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra.

Q.- Esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal considera como apropiada la clasificación y especificaciones de la madera según Norma C-IB-1946 de la Dirección General de Normas (D.G.N.), según la cual se pueden obtener esfuerzos permisibles más acertados de acuerdo con las características de la madera.

La clasificación y especificaciones de la madera según Norma C-1B-1946 de la D.G.N., se muestran a continuación:



DIRECCIÓN GENERAL DE NORMAS

NORMA OFICIAL DE CALIDAD PARA TABLAS Y TABLONES DE OCOTE

1.- DEFINICIÓN y GENERALIDADES

A.- Definición.- Se entiende por Tablas y Tablones de Ocote, las piezas de madera de pino mexicano escuadradas, y cuyas dimensiones se especifican en la **Tabla 3**.

B.- Aplicaciones.- Las Tablas y Tablones a que esta Norma se refiere, se emplean principalmente en las construcciones y como materia prima en carpintería, etc.

II.- CLASIFICACIÓN Y ESPECIFICACIONES

A.- Clasificación.- En la presente Norma, las Tablas y Tablones comprenderán 5 Grados de Calidad A, B, C, D y E, cuyos nombres y designaciones son los siguientes:

Grado "A".- Selecta.

Grado "B".- de Primera.

Grado "C".- de Segunda

Grado "D".- de Tercera

Grado "E".- de Desecho

B.- Especificaciones.- Las especificaciones de las Tablas y Tablones son las que a continuación se expresan:

1.- Grado "A". Tablas y Tablones Selecta.- Para que se consideren en este grado, deberán ser totalmente limpios debiendo reunir los requisitos siguientes:

- a).- No tener nudos de ninguna clase, ni huellas de los mismos.
- b).- Su color será uniforme sin manchas de ninguna naturaleza, ni vetas o listas de resina.
- c).- No tendrán grietas, rajaduras, partes podridas ni bolsas de resina.
- d).- Su manufactura deberá ser enteramente correcta y al trabajarlas en las máquinas no deben sacar ningún defecto.
- e).- Sus dimensiones serán las normales, o las que se hayan acordado entre el comprador y el vendedor pero sin tolerancia alguna.
- f).- La humedad no será mayor del 10% de su peso total.

2.- Grado "B". Tablas y Tablones de Primera.-

- a).- Serán en lo general limpias.
- b).- Se admiten, en forma apenas perceptible nudos de cabeza de alfiler, vetas o listas de resina, cambios de color y grietas que no excedan de 10 cm. de largo cada una de ellas.
- c).- En cuanto a su manufactura, pueden admitirse defectos de grano rasposo y grano desgarrado ligero. No deberán tener torceduras. Sus dimensiones admiten las tolerancias siguientes:

TABLA 1

TOLERANCIAS QUE ADMITEN SUS DIMENSIONES

Tipo de elemento	Escuadrías (mm)		Tolerancias en exceso de las escuadrías (mm)		
	Espesores	Anchos	Espesores	Anchos	
TABLONES	30 a 100	100 a 400	2.5	10.0	Desde 2.10 en adelante con aumentos progresivos de 30 cm.
TABLAS	10 a 30	100 a 400	1.5	10.0	

- d).- Su humedad será del 15%, cuando más de su peso total

3.- Grado "C". Tablas y Tablones de Segunda.

- a).- Se admiten manchas de resinas que cubran una superficie en cada cara no mayor de un doceavo del ancho por un dieciseisavo de la longitud de la cara, una bolsa de resina que no exceda de 5 mm. de ancho y de 150 mm. de largo, y un cambio de color ligero en cada cara.
- b).- Se admiten agujeros de cabeza de alfiler y agujeros de 6 mm. en número tal, que la suma de los diámetros no sea mayor de 2 veces del diámetro del nudo máximo permisible, según la Tabla o Tablón que se considere.
- c).- Se admiten rajaduras en los extremos hasta de 252 mm. de largo y 8 mm. de ancho, grietas finas de 1.0 mm. como máximo.
- d).- En su manufactura se admite el grano rasposo levantado y desgarrado ligero y mediano. No permitiéndoles torceduras.

e).- En su corte se admiten discrepancias de 2.5 y 5 mm. en el espesor y 1 mm en el ancho, en ambos cantos.

f).- En cuanto a los nudos, se admiten nudos sanos, con o sin agujero, nudos encajados, nudos de tamaño normal y nudos de clavo.

La suma de los diámetros de los nudos en una cara no deben exceder del doble del diámetro del nudo máximo admisible, según las secciones de las piezas, como se indica en la Tabla 2.

Por otra parte, solo se admitirá un nudo en cada cara, cuando éste tenga el diámetro máximo admisible.

TABLA 2

DIMENSIONES MÁXIMO DE LOS NUDOS ADMISIBLES, EN LAS TABLAS Y TABLONES MÁS USADOS

Sección de la Tabla o Tablón			Diámetro del nudo en mm.
Grueso en mm		Ancho mm	
12.7	X	152	50.8
12.7	X	203.	63.5
12.7	X	254	63.5
12.7	X	304	76.2
19.0	X	154	50.8
19.0	X	203	63.5
19.0	X	54	63.5
19.0	X	304	76.2
25.4	X	152	50.8
25.4	X	203	63.5
25.4	X	254	63.5
25.4	X	304	76.2
50.8	X	152	63.5
50.8	X	203	76.2
50.8	X	254	76.2
50.8	X	304	88.9
76.2	X	152	63.5
76.2	X	203	76.2
76.2	X	254	76.9
76.2	X	304	88.9

g).- su humedad será hasta del 20% de su peso total.

3.- Grado "D". Tablas y Tablones de Tercera.

En este grado de calidad quedan comprendidos las tablas y tablones que tengan los defectos siguientes:



- a).- Vetas de resina grandes, pero cuya superficie total en una cara no pase de $\frac{1}{4}$ de la superficie de la misma cara.
- b).- Bolsas de resina grandes, siempre que su anchura no pase de 10 mm. y su longitud de 300 mm.
- c).- Agujeros de polilla, de gorgojo, agujeros de cabeza de alfiler en número tal, que la suma de sus diámetros no sea mayor que 2 veces el diámetro del nudo máximo admisible según la Tabla 2 de estas especificaciones.
- d).- Se admiten cambios de color que cubran aproximadamente la cuarta parte de la superficie de la cara en que se encuentran.
- e).- Se admiten partes podridas en superficies no mayores de un sexto de la anchura por un sexto de longitud pero solamente en los extremos.
- f).- Se admiten rajaduras de 252 mm. de largo ya sea en los extremos o en el centro de las mismas, aunque atraviesen la tabla.
- g).- En cuanto a su manufactura, puede admitirse el grano levantado, el desgarrado, las oquedades y las quemaduras siempre que las áreas que cubran no pasen de una cuarta parte de la superficie de la cara, lo mismo que estrías y cortes imperfectos.
- h).- Las torceduras permisibles serán hasta de 19 mm.
- i).- En cuanto a los nudos sanos, se admiten las mismas dimensiones dadas para las tablas y tablones de segunda, pero en este grado pueden tolerar se varios nudos o racimos de nudos siempre que la suma de sus diámetros no exceda del ancho de la cara.

Se admiten nudos enfermos o defectuosos en número de uno, por cada cara.

4.- Grado "E". Tablas y Tablones de Desecho.

Son los que no llenan las especificaciones que permiten clasificarse como de tercera.

TABLA 3

TABLONES

Grueso en mm.	Ancho en mm.	Largo en mm.
50	152,203 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54
76	152,203 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54
101	355	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54

TABLA 4

TABLAS

Grueso en mm.	Ancho en mm.	Largo en mm.
13	152,203,254 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54
19	152,203,254 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54
25	152,203,254 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54
	152, 203,254 Y 304	2.52, 3.12, 3.73, 4.33, 4.94 y 5.54

III.- METODOS DE PRUEBA

A.- Muestreo.- Este puede hacerse en la fábrica, o en los momentos de entrega según convenio entre comprador y vendedor.

1.- Lote de prueba.- Por cada lote de 1000 tablas o tablones, o fracción, se tomarán 5 de las mismas. Las tablas y tablones que hayan servido para las



pruebas, se marcarán de manera que en cualquier tiempo puedan identificárseles.

B.- Dimensiones. - Las dimensiones y tolerancias de las Tablas y Tablones se especifican en las Tablas 1 a 4 y se determinan valiéndose de una cinta métrica graduada en mm.

C.- Determinación de la Humedad.

1. - Aparatos. - Báscula y Estufa de ventilación y de temperatura constante.

2.- Procedimiento. - Los ejemplares para la prueba deberán ser 5 tablas o tablones o fracciones de las mismas, tomados al azar de entre los que formen la muestra de prueba. Se procederá a verificar su peso. En seguida y tornando en consideración la capacidad de la estufa de que dispongan, se partirán las fracciones de las muestras en pequeñas virutas, poniendo 2 o 3 grs. en una pesa, filtros de peso conocido, en seguida se colocará en la estufa ventilada a fin de secarse a peso constante y a una temperatura de 60°C. Después de esta operación se verificará nuevamente su peso.

3.- Cálculo. - La absorción de cada ejemplar deberá calcularse como sigue:

Absorción % = $p' - p$ en cuya fórmula:

p = peso del ejemplar seco, y

p' = peso del ejemplar después de haber pasado por la estufa ventilada.

El promedio de absorción de todos los ejemplares sometidos a la prueba es el que se tomará como la absorción de todas las tablas y tablones del lote de prueba.

Con los datos anteriores, se puede considerar la siguiente tabla de esfuerzos permisibles (en Kg/cm²):

TABLA 5

TABLA DE ESFUERZOS PERMISIBLES (EN kg/cm²):

SOLICITACION	SELECTA	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA
Flexión y Tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra.	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra.	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra.	14	14	7	5
Módulos de elasticidad (X 103) Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

La anterior clasificación considera nudos, fisuras, bolsas de resina, etc., pero sin tomar en cuenta su localización con relación al trabajo estructural de la pieza.

Debido a esta deficiencia de la norma C-18-1946, se incluyó un procedimiento optativo que considera los defectos y sus características en forma mas completa y permite así una mejor clasificación para fines estructurales. En estas condiciones, se tienen cuatro calidades: V-75, V-64, V-50 y V-40. La calidad V-40 significa que la resistencia de esa madera está entre el 40 y el 49 por ciento de la resistencia que tendría si careciera de defectos; la madera clasificada como V-50 es entre el 50 y el 74 por ciento de la correspondiente a madera sin defectos y así sucesivamente. Para conseguir esta clasificación, se tienen las siguientes tablas:

TABLA 6
DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES DE LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, EN CM.

Dimensión nominal de la cara considerada		Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión			
cm	pulg	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
2.5	1	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8	1 1/2	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0	2	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5	2 1/2	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5	3	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0	3 1/2	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0	4	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0	5	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0	6	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0	8	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5	10	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5	12	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5	14	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

TABLA 7
LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 y V-40

TIPO DE DEFECTO	CALIDAD V-75	CALIDAD V-65	CALIDAD V-50	CALIDAD V-40
Velocidad de crecimiento (mínima)	16 anillos/5 cm.	12 anillos/5 cm.	8 anillos/5 cm.	8 anillos/5 cm.
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de la fibra (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema de cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

Así pues, los esfuerzos permisibles para madera clasificada estructuralmente en forma visual para todas las especies, son los siguientes:

TABLA 8

ESFUERZOS PERMISIBLES PARA MADERA CLASIFICADA ESTRUCTURALMENTE EN FORMA VISUAL PARA TODAS LAS ESPECIES

SOLICITACION	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y Tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra.	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra.	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra.	11	9	7	6
Módulos de elasticidad (X 103)				
Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

* Valores en kg/cm^2

** Fuente: R.C.D.F.

Es posible utilizar valores diferentes a los proporcionados en las tablas anteriores, siempre y cuando se demuestre que dichos valores satisfacen los requisitos de seguridad, y se compruebe la existencia de un coeficiente de seguridad que tome en cuenta las variaciones de los esfuerzos permisibles de un elemento a otro.

A continuación, a modo de ejemplo, se exponen los resultados de un muestreo de madera utilizada para cimbra, en la construcción de un conjunto habitacional del FOVISSSTE en Villa Coapa, Ciudad de México:

Estos experimentos se realizaron muestreando piezas de madera nueva, destinada a ser usada como cimbra, tomando para cada lote de pruebas, diez muestras de dos especímenes cada una de diez diferentes almacenes de madera. Estos especímenes fueron todos puntales de 4" x 4".

La madera la clasificamos como V- 50, en la que el RCDF permite un esfuerzo a compresión de 40 kg/cm^2 y de 50 kg/cm^2 a flexión.

En el laboratorio se realizaron diez pruebas de compresión y diez pruebas

de resistencia a la tensión por flexión, los resultados se muestran en las dos tablas siguientes.

TABLA 9

MADERA PARA CIMBRA PRUEBAS DE COMPRESIÓN

MUESTREADAS EN: **FOVISSSTE COAPA II**

Relación de Esbeltez: **2:1**

Tipo de Especímenes: **Polines 4" x 4"**

Muestra	Área (cm ²)	Carga de Ruptura Kg.	Esfuerzo (Kg/cm ²)
1 - 1	74.5	33,000	442.9
1 - 2	75.4	37,200	493.4
2 - 1	77.0	32,700	424.7
2 - 2	75.2	30,000	398.9
3 - 1	73.0	36,700	502.7
3 - 2	72.1	36,000	499.3
4 - 1	68.0	25,250	371.3
4 - 2	73.0	32,000	438.3
5 - 1	72.9	35,000	480.1
5 - 2	71.3	36,500	511.9
6 - 1	65.4	30,500	466.4
6 - 2	60.5	27,300	451.2
7 - 1	72.2	24,000	332.4
7 - 2	71.3	30,000	420.7
8 - 1	72.9	29,000	397.6
8 - 2	73.8	28,200	382.1
9 - 1	61.9	30,750	488.9
9 - 2	64.5	33,100	513.2
10 - 1	72.2	30,300	419.7
10 - 2	73.6	34,000	461.9

Media: 444.9 Kg/cm²

Desviación Standard. 51.2 Kg/cm²

Coefficiente de variación Cv = 0.12.

TABLA 10

MADERA PARA CIMBRA PRUEBAS DE FLEXIÓN

MUESTREADAS EN: **FOVISSSTE COAPA II**

Relación de Esbeltez: **5:1**

Tipo de Especímenes: **Polines 4" x 4"**

Muestra	Peralte cm.	Ancho cm.	Claro cm.	Carga Kg.	Módulo de Ruptura Kg/ cm ²
*1 - 1	9.3	8.1	46.50	3,325	331
1 - 2	9.5	8.2	47.50	5,900	568
2 - 1	9.3	8.2	46.50	3,950	388
2 - 2	9.3	8.0	46.50	3,600	363
3 - 1	9.4	8.3	46.50	3,400	323
3 - 2	9.4	8.4	47.00	6,300	598
4 - 1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4 - 2	8.8	8.4	44.00	3,925	398
5 - 1	8.6	8.2	43.00	4,650	494
5 - 2	8.9	8.2	44.50	4,500	462
6 - 1	9.0	7.7	45.00	5,050	546
6 - 2	9.0	7.3	45.00	3,900	445
7 - 1	8.8	8.3	44.00	3,750	385
7 - 2	8.8	8.2	44.00	6,900	717
8 - 1	9.2	8.2	46.00	4,200	417
8 - 2	9.5	8.2	47.50	4,000	385
*9 - 1	9.3	7.4	46.50	1,350	147
9 - 2	9.0	7.5	45.00	4,050	450
10 - 1	9.6	7.6	48.00	4,200	432
10 - 2	9.5	8.0	47.50	6,100	602

* Con Nudo

Media: 444.1 Kg/cm²

Desviación Standard. 122.9 Kg/ cm²

Coefficiente de Variación (Cv): 122.9 Kg/cm²

Si eliminamos los especímenes con nudo:

Media: 466.89 Kg/cm²

Desviación Standard. 98.8 Kg/ cm²

Coefficiente de Variación (Cv): 0.21Kg/cm²

Si eliminamos los especímenes con resistencias mayores de 600 Kg/cm², por considerarlas accidentales.

Media: 455.31 Kg/cm²

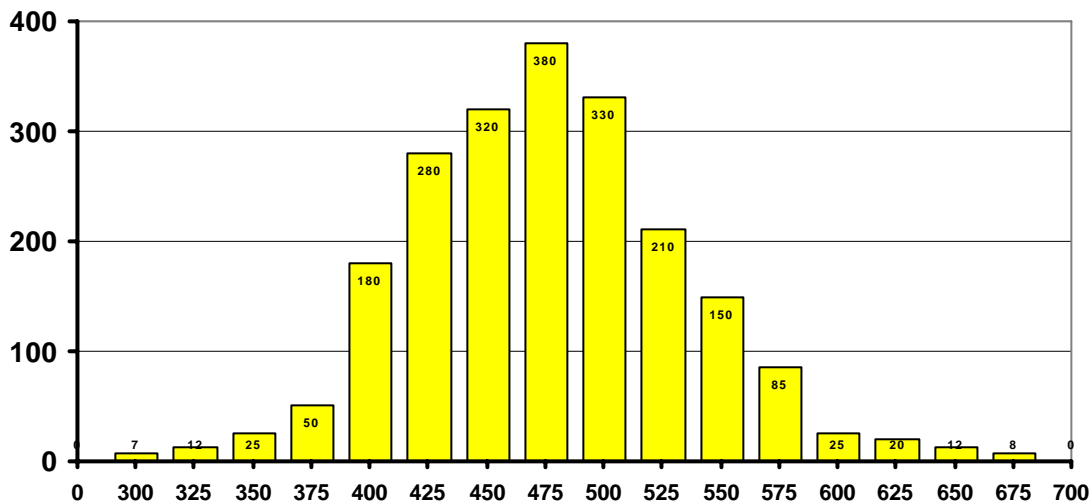
Desviación Standard. 79.84 Kg/ cm²

Coefficiente de Variación (Cv): 0.18 Kg/cm²

Se hicieron otras pruebas más extensas como la mostrada en el histograma de la tabla 10 –A.

TABLA 10-A

TABLA 10-A: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DE RÚPTURA A LA FLEXIÓN EN MADERA PARA CIMBRAS REALIZADA EN 2,094 ESPECÍMENES



Media: 475.97 Kg/cm²

Desviación Standard. 58.80 Kg/ cm²

Coefficiente de Variación (Cv): 0.12 Kg/cm²

En todos los especímenes de las tablas 9,10 y 10-A se encontró que en promedio, las dimensiones de los especímenes que deberían ser de 10.2 x 10.2 mm, con un área de 104 cm², estaban escasas y alguna de ellas (especimen 6-2 de las pruebas a compresión de la Tabla 9) tiene un área de 60.5 cm² lo que representa una reducción al 42% del área y una reducción al 50% del módulo de sección.

Los esfuerzos medios de ruptura son altos (444.9 kg/cm² en los especímenes de las pruebas a compresión de la Tabla 9; 444.1 kg/cm² en los de

los de la Tabla 10 y 475.97 kg/cm^2 en los de la Tabla 10-A). Debemos considerar bueno el resultado de las pruebas de compresión de la Tabla 9 ya el coeficiente de variación (Cv) es de 0.12 pero el coeficiente de variación en las pruebas de flexión de la Tabla 10 es de 0.21, lo que no da mucha confianza. Por esto incluimos los resultados de las pruebas a Flexión de la Tabla 10-A, en donde el coeficiente de variación en las pruebas realizadas en 2,094 especímenes tiene un coeficiente de variación también de 0.12.

Por estos resultados las resistencias permisibles del RCDF me parecen muy conservadoras, por esto he calculado muchas cimbras usando 80 kg/cm^2 para ambas sollicitaciones con resultados satisfactorios. Esta comparación se hace en la Tabla 11.

TABLA 11

TABLA 11: RESISTENCIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. Y RESISTENCIAS SUGERIDAS PARA AL CÁLCULO DE CIMBRAS

SOLICITACIÓN	RESISTENCIA kg/cm^2			
	del RCDF	de la Prueba	Cv	Sugerida
Compresión	50	444.9	0.12	80
Flexión	40	475.8	0.12	80

CAPITULO III

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

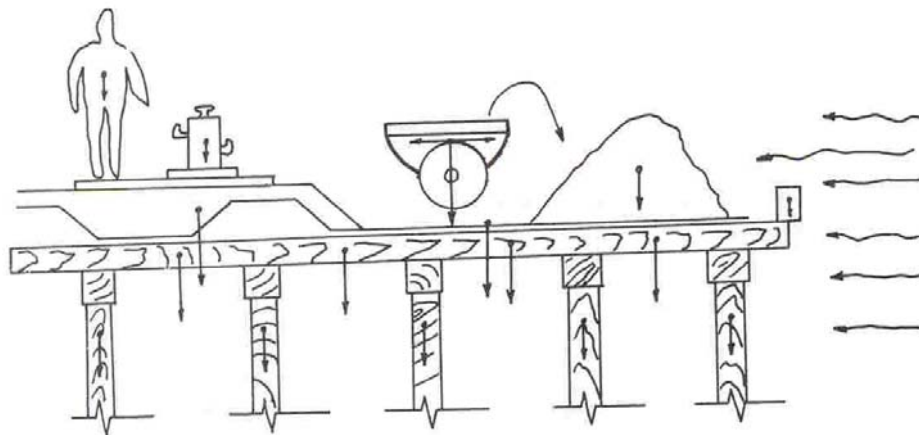
III.1 CARGAS Y PRESIONES

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas, hasta que la estructura de concreto sea capaz de tomarlas por sí misma; estas cargas incluyen el peso de:

- El concreto.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.
- Las cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento, producen fuerzas laterales que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también: asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas por el concreto en los lugares de descarga.

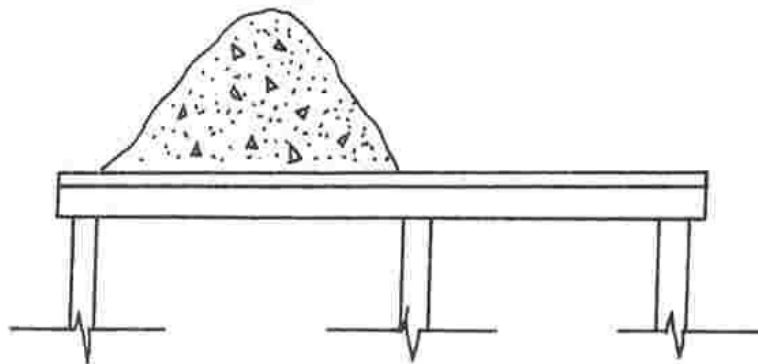


cargas y presiones sobre una cimbra

Peso propio.- La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 Kg/m². Como este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto más la carga viva, puede despreciarse.

Cargas vivas.- El comité 347 del A.C.I., en su reporte ACI-347-01, del 2001, recomienda una carga viva de construcción de 244.22 Kg/m^2 , (50 lb/pie^2) que incluye el peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si usan volquetes motorizados, esta carga debe incrementarse hasta 366 Kg/m^2 , para el caso de usar volquetes motorizados sobre la cimbra.

Alternancia de cargas.- Cuando las formas son continuas, el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



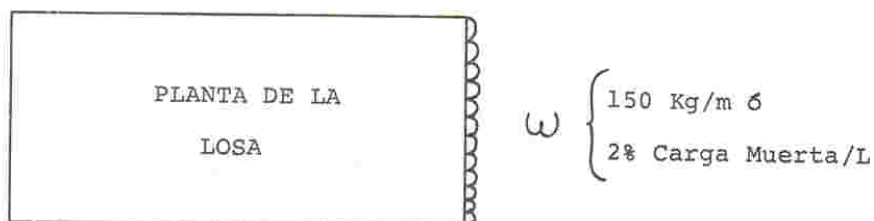
Alternativa de Cargas

Las formas deben diseñarse para soportar este efecto; de no ser así, deben construirse como simplemente apoyadas.

Cargas laterales.- Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El mismo comité 347 del A.C.I., recomienda las siguientes cargas mínimas laterales:

a) En losas.- 150 Kg/m . de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra.(distribuido como una carga por metro de losa), el que sea mayor.



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.- Carga de viento de 50 Kg/m^2 , o mayor si así lo exigen los



códigos locales; en ningún caso menor de 150 Kg/m, de borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

Para un fácil cálculo de la presión de viento se puede usar la siguiente fórmula del autor:

$$P = 0.01 V^2$$

Donde:

P: Presión del viento sobre una superficie plana en Kg/m²

V: Velocidad del Viento en km/hr.

III.2 PRESION LATERAL DEL CONCRETO

Cuando el concreto se vacía en la cimbra, produce una presión perpendicular a ésta que es proporcional a la densidad y a la profundidad del concreto en estado semifluido. A medida que fragua el concreto, cambia de fluido a sólido, con una reducción en la presión ejercida sobre la cimbra. El tiempo requerido para el fraguado inicial es mayor para, una baja, que para una alta temperatura. La profundidad del concreto en estado fluido varía con la temperatura y con la velocidad de llenado. Si las formas se llenan a una velocidad vertical de 2 m por hora, la presión máxima será mayor que si se llenara a una velocidad vertical de 0.5 m por hora.

Si las formas de la estructura de un muro se llenan a través de un período de varias horas a velocidad y temperatura uniforme, la profundidad de la presión máxima, medida bajo la superficie del concreto, permanecerá constante. Así pues, el punto de presión máxima se irá elevando a la misma velocidad con que se llenan las formas.

Como el concreto fresco no es un fluido perfecto, es imposible determinar la presión exacta que se ejercerá sobre la cimbra. Las pruebas indican que la presión está influenciada por los siguientes factores:

- 1.- Velocidad de llenado de las formas.
- 2.- Temperatura del concreto.
- 3.- Método de colado del concreto, a mano o con vibrador.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20 por ciento mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado, porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración; el revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores. Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4800 Kg/m² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).



La vibración externa hace que la forma golpee contra el concreto causando gran variación en la presión lateral. Las tablas que se incluyen en las ayudas de diseño, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del acero de refuerzo, temperatura ambiente, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de la cimbra, etc. sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

Como ya dijimos, la presión está en función directa de la velocidad de colado y en función inversa de la temperatura del concreto. Se han propuesto muchas fórmulas para la presión lateral del concreto y probablemente las más seguras y conocidas son las del American Concrete Institute, publicadas por el comité 347 del A.C.I.

Estas fórmulas son:

- A) Para muros con una velocidad vertical de colado de 2 a 3 metros/h:

$$P = 730 + \frac{118,000}{17.8 + T} + \frac{24,900R}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 10,000 Kg/m², y un mínimo de 3,000 Kg/m², pero en ningún caso mayor de ωh .

En V-17 se encuentra graficada esta última fórmula (III-2-A). Esta fórmula da valores muy altos, por lo que hemos elaborado la tabla V-4, con valores menores y confiables. Sabiendo que hay una gran variedad de teorías para el cálculo de la presión lateral del concreto también se presenta la gráfica V-16 con valores diferentes pero del mismo orden.

- B) Para columnas.

$$P = 730 + \frac{80,000R}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 15,000 Kg/m² y un mínimo de 3,000 Kg/m² pero en ningún caso mayor de ωh (Ver gráfica V-18).

En las fórmulas anteriores:

P= Presión lateral del concreto (Kg/m²).

R= Velocidad vertical de colado (m/h).

T= Temperatura del colado (°C).

ω = Peso volumétrico del concreto (Kg/ m³).

h= Altura del concreto fresco (m).

Estas fórmulas se representan numéricamente en las tablas V - 4 y V - 5

III. 3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

El procedimiento para el diseño de cimbras es diferente al diseño de estructuras de concreto o metálicas. La razón es que en el diseño de estructuras de concreto podemos optimizar la sección, darle la dimensión que deseemos y el número de secciones es infinito, en metal, disponemos un gran número de secciones de entre las cuales podemos seleccionar la que se acerque más a las solicitaciones del diseño y casi siempre existe la sección adecuada. En cambio la de madera disponemos de muy pocas secciones (2 o 3 polines, unos cuantos gruesos de tablonés y triplay y unas pocas secciones de vigas) por lo que resulta muy difícil optimizar el diseño.

Afortunadamente, por ser la cimbra una estructura provisional, no estamos sujetos a un cierto claro, sino que podemos escoger, y eso haremos. En todos los casos nuestra incógnita va ser el claro libre, en función de las solicitaciones y de las propiedades de las piezas que forman la cimbra. Esto si lo podemos optimizar.

Aunque podemos optimizar los claros, siempre tenemos que ajustarnos a un límite, ya sea por las dimensiones de las piezas de madera, o límites de nuestra cimbra. Un ejemplo: El claro óptimo para una pieza de triplay, de 2.40 m de largo, es de 0.43 m. Como 2.40 m no es divisible entre 0.43 m ajustamos el claro a 0.40 m.

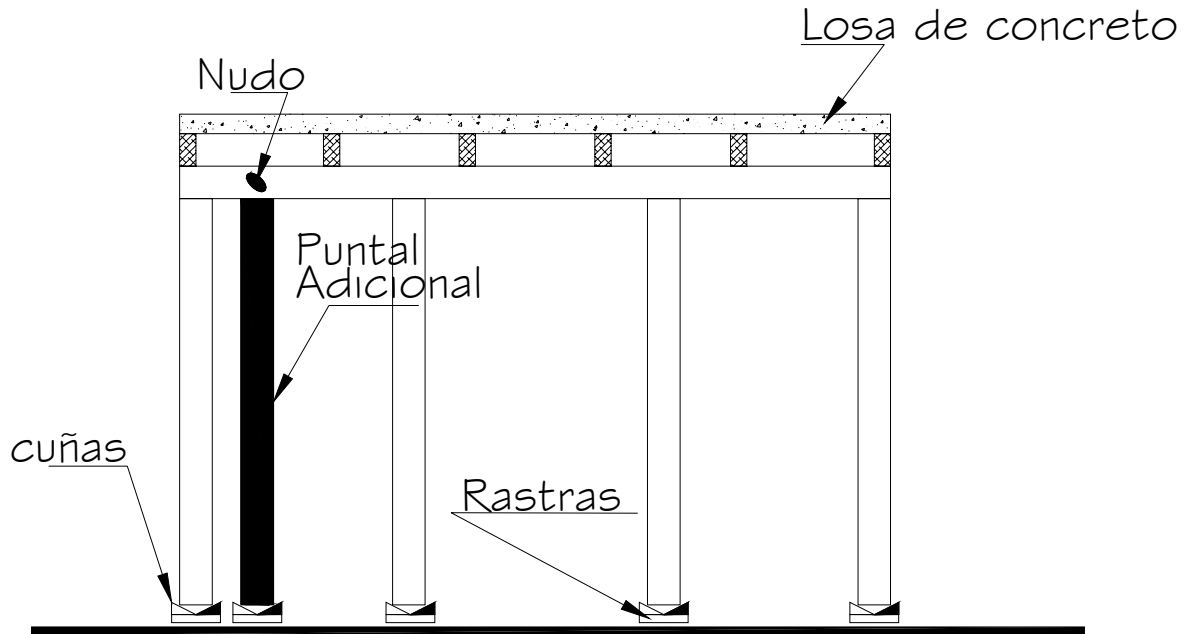
Por otra parte, en el capítulo anterior, es claro, con el experimento de Villa Coapa, que los factores de seguridad son muy grandes, en ocasiones superiores a cinco, pero nunca menor de cuatro, por lo que la precisión no es muy necesaria. Por esta razón hemos tratado de ser prácticos en el diseño y se han simplificado algunos procedimientos clásicos, sin salirnos de la aproximación necesaria.

Es muy importante recordar que primero se diseña la cimbra y posteriormente se compra la madera, o se selecciona de la existente, por lo que es raro conocer la clase de madera que se usará, por lo que recomienda usar una densidad de 0.4 según la primera tabla de la sección II-10.

Es importante que se tome en cuenta que no se diseña con las dimensiones nominales de la madera, ya que por el cepillado y otras circunstancias las dimensiones reales son menores, en la tabla V-14 se encuentran las dimensiones aceptables para diseño.

Una sugerencia: dado que los nudos pueden ser una causa importante de falla, se sugiere, cuando haya dudas, colocar un puntal adicional soportando la pieza por el nudo.

No olvidar cuando los puntales apoyen en suelo blando, colocar una rastra, es decir un tablón, con área suficiente para evitar que el puntal se hunda en el suelo causando problemas a la cimbra. Y recordar las cuñas de ajuste para nivelar la cimbra.



III.4 DISEÑO DE COLUMNAS Y/O PUNTALES

a) Clasificación.

Las columnas usuales en cimbras se clasifican en simples y compuestas.

1. Las columnas simples: Están formadas por una sola pieza.
2. Las columnas compuestas: Están formadas por dos o más piezas unidas por flejes o por amarres. La idea es que varias piezas unidas pueden tener una mayor resistencia que la suma de las resistencias de las piezas aisladas. Esto se cumple siempre y cuando la unión de las piezas impida el deslizamiento de una con respecto a las otras para que se comporten como una sola pieza, lo cual no siempre se consigue en la obra. Si no es posible conseguir esta unión así de firme, o no se tiene seguridad de conseguirlo, es preferible usar piezas solas o calcular la resistencia de la columna compuesta como la suma de las resistencias de las piezas que la forman.

b) Resistencia.

La resistencia de una columna o un puntal se calcula con la fórmula clásica de la carga de pandeo:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Donde:

P = Carga crítica de pandeo en kg.

E = Módulo de elasticidad de la madera kg/cm².

I = Momento de inercia en cm⁴.

L = Longitud de columna en cm.

Aquí hay que considerar dos puntos importantes:

- I. Este es el único caso en que tenemos la longitud conocida. Esta longitud no es la del puntal, sino deben considerarse las condiciones de apoyo en los extremos del puntal. Se pueden usar los siguientes factores (F) de la longitud:

TABLA 12

Condiciones de apoyo	F
Empotramiento	0.7
Semi empotramiento (restringidas)	0.95
Articulación (libres)	2.0

En una cimbra, los apoyos ni son empotrados ni son totalmente libres, por lo que podemos usar un factor “F” igual a 0.95.

- II. La fórmula mencionada nos calcula “P” como la carga de pandeo, así que tenemos que aplicar un factor de seguridad que fijaremos en 3.0.

Entonces tenemos que aplicar a la fórmula una reducción total de:

$$(0.95)^2 \times 3.00 = 2.85$$

El cuadrado se debe a que “L” en nuestra fórmula esta elevada al cuadrado

Para secciones cuadradas del puntal, si en la formula sustituimos el momento de inercia ($bh^3/12 = h^4/12$) y el área ($A = h^2$), queda:

$$P = \frac{\pi^2 E h^4}{12 L^2} = \frac{\pi^2 E h^2 h^2}{12 L^2} = \frac{0.82 E h^2 A}{L^2} = \frac{0.82 E A}{(L/h)^2}$$

Aplicando un factor 2.85:

$$P = \frac{0.82EA}{2.85(L/h)^2} = \frac{0.3EA}{(L/h)^2} \dots\dots\dots(III-1)$$

y el esfuerzo de compresión permisible (c), será:

$$C = \frac{P}{A} = \frac{0.3E}{(L/h)^2} \dots\dots\dots (III-2)$$

III. 5 DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION

Apoyos simples:



$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8}$$

Apoyos empotrados:



$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{12}$$

Viga continua:

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{10}$$

Por facilidad usaremos siempre:

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{10}$$

Donde:

ω = carga uniformemente distribuida en kg/cm.

l = Claro en cm.

M =Momento flexionante

Por otra parte de la formula de la escuadría:

$$\frac{M}{f_m} = \frac{I}{y} = S$$

Donde:

M = momento flexionante en kg-cm

f_m = esfuerzo permisible a flexión en kg /cm²



I= momento de inercia en cm^4

y= distancia del eje neutro a la fibra más alejada en cm.

S= Módulo de sección en cm^3

Despejando $M_{\text{máx}}$.

$$M_{\text{máx}} = f_m S$$

Igualando momentos:

$$f_m S = \frac{\omega L^2}{10}$$

Despejando L:

$$L = \sqrt{\frac{10 f_m S}{\omega}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} \dots\dots\dots (III-3)$$

III.6 FÓRMULAS PARA COMBINACION DE FLEXION Y CARGA AXIAL

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{p}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{p}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{PL^2}{2EI}\right)} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

P = Fuerza axial en kg

A = área de la sección transversal de la pieza (cm^2)

E = módulo de elasticidad (Kq/cm^2)

f_m = esfuerzo permisible a la flexión (Kq/cm^2)

I = momento de inercia (cm^4)

M = momento flexionante (Kq/cm^2)

S = módulo de sección (cm^3)

L= Longitud del puntal (cm)

III.7 FÓRMULAS PARA EL ESFUERZO CORTANTE

Para el cálculo del esfuerzo cortante emplearemos también las fórmulas convencionales de la resistencia, de materiales. Podemos considerar la tendencia de una viga a fallar entre los apoyos. Esta tendencia de una parte de una viga a moverse verticalmente con respecto a una parte adyacente se llama fuerza cortante vertical, y los esfuerzos dentro del miembro que resisten esta tendencia a fallar son esfuerzos cortantes.

La magnitud de la fuerza cortante en cualquier sección de una viga es la suma algebraica de las fuerzas verticales que haya a la izquierda o a la derecha de la sección. Una forma conveniente de expresar esta proporción es: "la fuerza cortante vertical en cualquier sección de una viga es igual a la reacción menos las cargas". La letra V se usa para representar la fuerza cortante.

La fórmula para el esfuerzo cortante en una sección rectangular es

$$v = \frac{3V}{2bh}$$

Donde:

h = peralte efectivo de la sección en cm.

b = ancho de la sección en cm.

V = fuerza cortante en kg.

v = esfuerzo cortante en kg/cm^2

Ahora bien si consideramos que la fuerza cortante para una carga uniformemente repartida es:

$$V = 0.6 \omega L \quad (\text{viga continua con tres o más claros})$$

Si sustituimos este valor de " V " en la ecuación anterior:

$$v = \frac{3(0.6 \omega L)}{2bh}$$

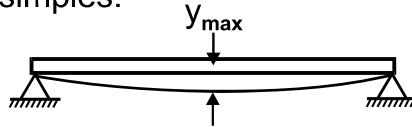
y despejamos " L " obtenemos el claro máximo ($L_{\text{máx}}$) por cortante:

$$L_{\text{máx}} = \frac{1.11bhv}{\omega} \dots\dots\dots (\text{III-4})$$

III.8 FLECHAS

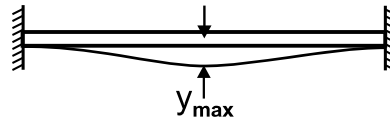
Sólo tenemos tres casos:

Apoyos simples:



$$y_{\max} = \frac{5\omega L^4}{384EI}$$

Apoyos empotrados:



$$y_{\max} = \frac{\omega L^4}{384EI}$$

Viga continua:

$$y_{\max} = \frac{2.5\omega L^4}{384EI}$$

Por lo facilidad usaremos siempre:

$$\frac{3\omega L^4}{384EI} = y_{\max}$$

Ahora bien existen dos criterios para los límites de la flecha (y): el americano que recomienda “**y_{máx} = —**” del claro, y el europeo, que indica “**y_{máx} = —**” del claro.

Si aceptamos estos límites, tendremos dos fórmulas que, aplicadas a una sección y a una carga por metro dadas, nos permiten encontrar el claro máximo ("L"), por flecha.

Para el criterio Americano; igualando flechas:

$$y = \frac{L}{360} = \frac{3\omega L^4}{384EI}$$

Despejando L:

$$L = \sqrt[3]{0.335 \frac{EI}{\omega}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} \dots \dots \dots (III-5)$$

Análogamente, para el criterio Europeo

$$L = \sqrt[3]{0.256 \frac{EI}{\omega}} = 0.64 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} \dots\dots\dots (III-6)$$

donde:

L= Claro máximo por flecha en cm

ω =Carga vertical repartida en Kg/cm

E= Módulo de elasticidad en kg/cm².

I= Momento de inercia de la sección en cm⁴

Normalmente se acostumbra usar el Criterio Americano, pero en algunos casos de cimbras aparentes se usa el Criterio Europeo.

III. 9 PANDEO LATERAL

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

III. 10 ELEMENTOS DE UNIÓN

a) Generalidades.- Para determinar la capacidad de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coníferas livianas
- Coníferas densas
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

b) Clavos.- sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío.

Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K \frac{D^3}{2}$$

en la cual:

D = diámetro del clavo en mm.



K = constante consignada en la siguiente tabla.
P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca.	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos 2/3 de su longitud en la pieza principal.
- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga:

- 12 D del borde cargado.
- 5 D del borde no cargado.
- 10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga:

- 5 D entre hileras.

c) Tornillos.- Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

$$P = KD^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga:

- 8 D del borde cargado.
- 4 D del borde no cargado.
- 6 D entre tornillos.

Normales a la carga:

- 4 D entre hileras.

d) Pernos.- Se entiende que se trata de pernos de acero con la cabeza en un extremo o con dos extremos roscados y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50f_c tKD$$

en donde

f_c = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso o suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) para juntas a tope.

t = Espesor de la pieza más delgada (en cm) para juntas traslapadas.

K= constante consignada en la siguiente tabla:

$\frac{t}{D}$	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla deberá interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero:

$$P = 0.66f_c tKD$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra.

$$P = 0.66f_c tKD$$

t/D	K	D	K_2
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.6	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó más	1.03

f_c es el esfuerzo normal a la fibra.

III. 11 RESUMEN DE LAS FÓRMULAS MÁS EMPLEADAS

Para Puntales:

$$P = \frac{0.3EA}{(L/h)^2} \dots\dots\dots(III-1)$$

$$c = \frac{0.3E}{(L/h)^2} \dots\dots\dots(III-2)$$

Claro máximo por momento Flexionante:

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} \dots\dots\dots(III-3)$$

Claro máximo por cortante:

$$L_{\text{máx}} = \frac{1.11bhv}{\omega} \dots\dots\dots(III-4)$$

Claro máximo por flecha:

Para L/360:

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} \dots\dots\dots(III-5)$$

Para L/500:

$$L_{\text{máx}} = 0.64 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} \dots\dots\dots(III-6)$$

En estas fórmulas:

- P = Carga axial en kg
- c = Esfuerzo de compresión axial en kg/cm²
- L_{máx} = Claro máximo en cm.
- b = Ancho de la pieza en cm.
- h = peralte de la pieza en cm.
- A = Área de la pieza en cm²
- E = Módulo de elasticidad en kg/cm²



I = Momento de inercia en cm^4

S = Módulo de sección en cm^3

ω = Carga uniformemente repartida en kg/cm .

V = fuerza cortante máxima

v = esfuerzo cortante permisible en kg/cm^2

f_m = Esfuerzo permisible en flexión en kg/cm^2

Es importante observar que las unidades que usaremos son kilogramos y centímetros, especialmente debe notarse que la carga uniformemente repartida esta en kg/cm , es decir: la carga repartida en cada centímetro del claro.

e) Conectores.- La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de los mismos.

CAPITULO IV

EJEMPLOS

IV. I DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO

Datos:

- El muro tendrá 4.50 m. de altura.
- El colado se hará a razón de $R = 0.75$ m/h con vibrador.
- El colado se efectuará en verano en San Luis Potosí, S.L.P., $T = 20^\circ\text{C}$ (ver mapa en V-13)
- La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar 25%.
- Se cuenta con hojas de triplay de $3/4"$ (1.9 cm.) de espesor, con $\gamma = 0.6$ que miden 1.20 x 1.40 m. y tensores de 2,000 Kg. de capacidad.

Solución:

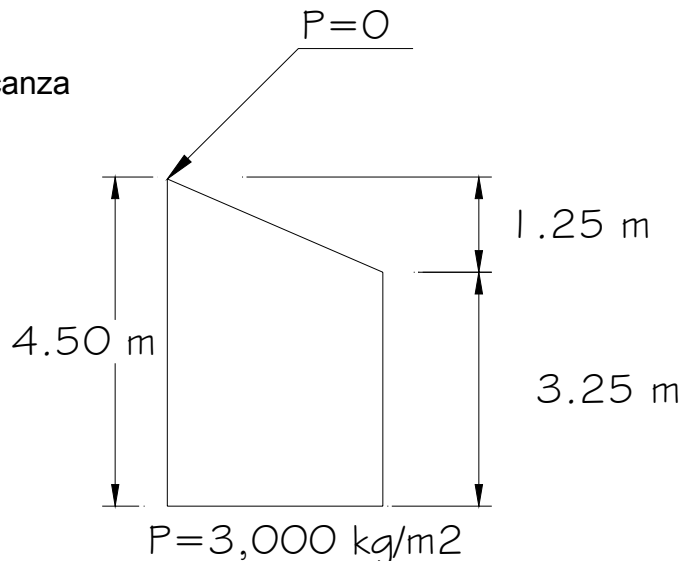
a) Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla V-4 para $R = 0.75$ m/h y $T = 20^\circ\text{C}$ tendremos:

$$P_{\text{máx}} = 3,000 \text{ Kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la máxima presión:

$$\frac{3000}{2400} = 1.25 \text{ m}$$



b) Tablado vertical.- El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido más resistente, es decir, con la fibra paralela al claro; esto



significa colocar la dimensión de 2.40 m. horizontal, actuando como losa continua.

Revisión por flexión:

Sabemos que:

$$L = 3.2 \sqrt{\frac{f m S}{\omega}} \dots\dots\dots (III-3)$$

de la tabla V-8, tenemos:

$$f = 196 \gamma \quad (\gamma = \text{Densidad de la madera})$$

Suponiendo $\gamma = 0.6$ (por ser triplay):

$$f = 196 \times 0.6 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

Como la cimbra se usará una vez, se incrementa el esfuerzo admisible en un 25%:

$$f m = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

por otro lado, consideramos "S" para un metro de ancho (tabla V-1) es:

$$S = 0.4305 (100) = 43.05 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en III-3

$$L = 3.2 \sqrt{\frac{150(43.05)}{30}} = 47 \text{ cm}$$

Que es la separación entre apoyos del triplay por flexión.

Revisión por flecha:

Sabemos que:

$$L = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} \dots\dots\dots (III-5)$$

de la tabla V-8: $E = 196000 \gamma$; $\gamma = 0.6$

$$E = 196000 \times 0.6 = 117600 \text{ kg/cm}^2$$

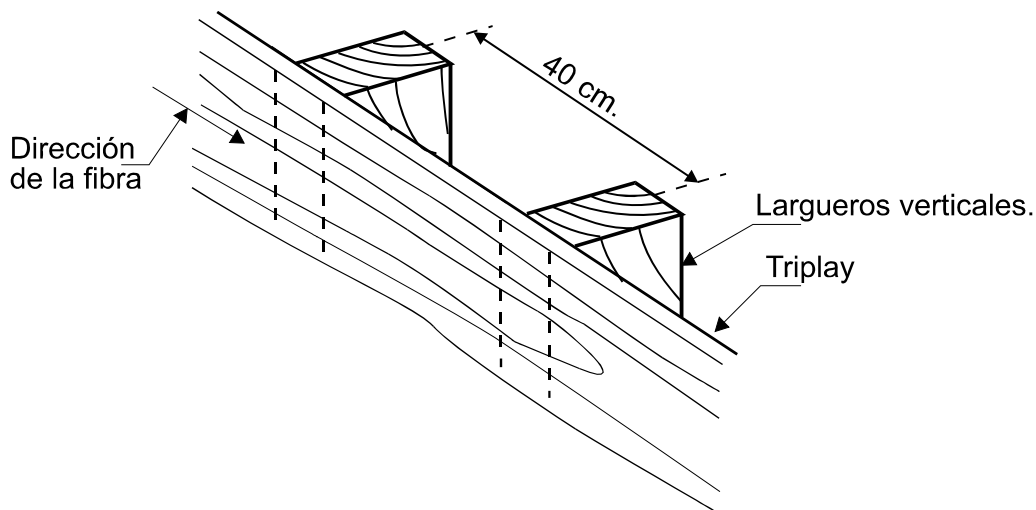
de la tabla V-1: $I = 0.4111 \text{ cm}^4$, considerando un metro de ancho:

$$I = 100 \times 0.4111 \text{ cm}^4 = 41.11 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo en III-5

$$L = 0.71 \sqrt[3]{\frac{117000(41.11)}{30}} = 39 \text{ cm}$$

Será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 m que tienen de largo los paneles de triplay.



(cuando se trata de triplay o de tablas o tablones, por ser su peralte muy bajo con respecto a su ancho, el momento flexionante domina sobre el cortante, por lo que no es necesario revisar este último).

c) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas maderas.

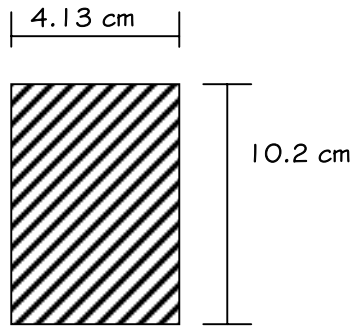
Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento de maderas, o se puede fijar el espaciamiento de maderas y calcular las medidas necesarias de los largueros.

En este caso, fijaremos largueros de 2" x 4" por flexión:

Sabemos que:

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} \dots\dots\dots \text{(III-3)}$$

el ancho efectivo de largueros de 2" x 4" es 1 5/8", por lo que tendremos (ver tabla V-14) :



$$I = 365.2 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$f = 196 \gamma = 196 \times 0.4 = 80 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (considerando $\gamma = 0.4$ por usarse madera diferente al triplay)

$$f_m = 80 \times 1.25 = 100 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\omega = 3000 \times 0.40 = 12 \text{ kg} / \text{cm}$$

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{100 \times 71.61}{12}} = 78 \text{ cm}$$

por flecha :

$$E = 196000 \gamma = 196000 \times 0.4 = 78400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 365.23}{12}} = 95 \text{ cm}$$

$$L_{\text{máx}} = 0.95 \text{ m}$$

revisión por corte :

$$L_{\text{máx}} = 1.11 \frac{bhv}{\omega} \dots\dots\dots (III-4)$$

de la tabla V- 8.el esfuerzo de corte admisible = 35γ

$$v = 35 \times 0.4 = 14 \text{ kg/cm}^2$$

Por un solo uso:

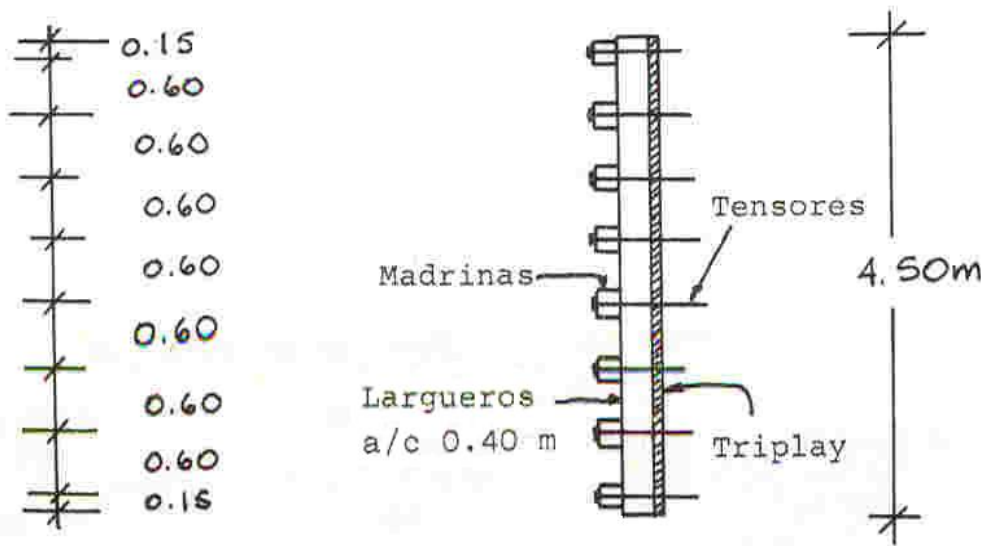
$$v = 14 \times 1.25 = 17.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = 1.11 \frac{4.13 \times 10.2 \times 17.5}{12} = 68 \text{ cm}$$

El claro máximo dominante será de 0.68 m, por cortante.

Se usará la siguiente distribución:

Largueros principales



d) Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas mdrinas.

Capacidad de tensores: 2000 kg.

$$\text{Carga de mdrinas} = (3,000) (0.60) = 1,800 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Espaciamiento de tensores: } c = \frac{2000 \text{ kg}}{1800 \text{ kg/m}} = 1.10 \text{ m}$$

Se usarán tensores @ 1.10m y éste será el claro de las vigas mdrinas.



Dimensionamiento de vigas mdrinas.

Por flexión.

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} \dots\dots\dots (III-3)$$

$$S = \frac{\omega L^2}{10 f_m} = \frac{110^2 \times 18}{10 \times 100} = 217.8 \text{ cm}^3$$

Sabemos que:

$$L = 1.11 \sqrt{\frac{b h v}{\omega}} \dots\dots\dots (III-4)$$

despejando:

$$b h = \frac{\omega L}{1.11 v} = \frac{1.8 \times 110}{1.11 \times 17.5} = 101.9 \text{ cm}^2$$

se necesitan mdrinas con las siguientes características:

$$S = 217.8 \text{ cm}^3$$

$$b h = 101.9 \text{ cm}^2$$

Se acostumbra colocar las vigas mdrinas en pares para evitar la perforación para los tensores por lo tanto usaremos un par de vigas iguales con:

$$S = \frac{217.8}{2} = 108.9 \text{ cm}^3$$

$$b h = \frac{101.9}{2} = 50.9 \text{ cm}^2$$

En la tabla V-14 vemos que dos vigas de 2" x 6" (4.13 x 15.2) son suficientes. También lo son dos vigas de 3" x 4" (6.67 x 10.2) y ambas tienen la misma área y por lo tanto cuestan lo mismo por lo que se puede usar cualquiera de las dos. Usaremos estas últimas, porque al ser menos esbeltas tienen menos tendencia al volteo y evitaremos el uso de cartabones.

e) Revisión por compresión en apoyos: los puntos que deberán ser investigados en diseño serán los apoyos de largueros en vigas mdrinas y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzos de compresión “c” admisibles perpendicular a la fibra:

$$c = 54.2\gamma \text{ (Tabla V-8)}$$

$$c = 54.2 \times 0.4 = 21.68 \text{ kg/cm}^2$$

Por usarse una sola vez:

$$cad = 21.68 \times 1.25 = 27.10 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas mdrinas será como sigue:

$$\text{Área de apoyo} = 2 \times 6.67 \times 4.13 = 55 \text{ cm}^2$$

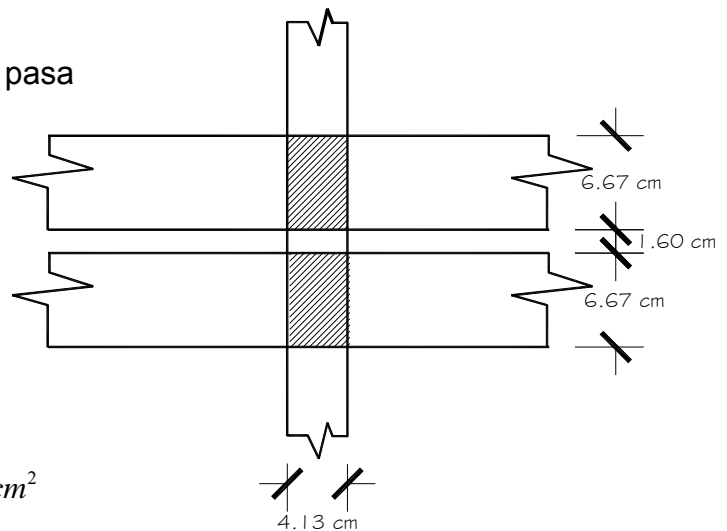
Carga transmitida por largueros:

$$R = 3000 \times 0.40 \times 0.60 = 720 \text{ kg}$$

$$f = \frac{720}{55} = 13 \text{ kg/cm}^2 < 27.1 \text{ kg/cm}^2; \text{ pasa}$$

Apoyo de tensores:

$$T = 2000 \text{ Kg.}$$



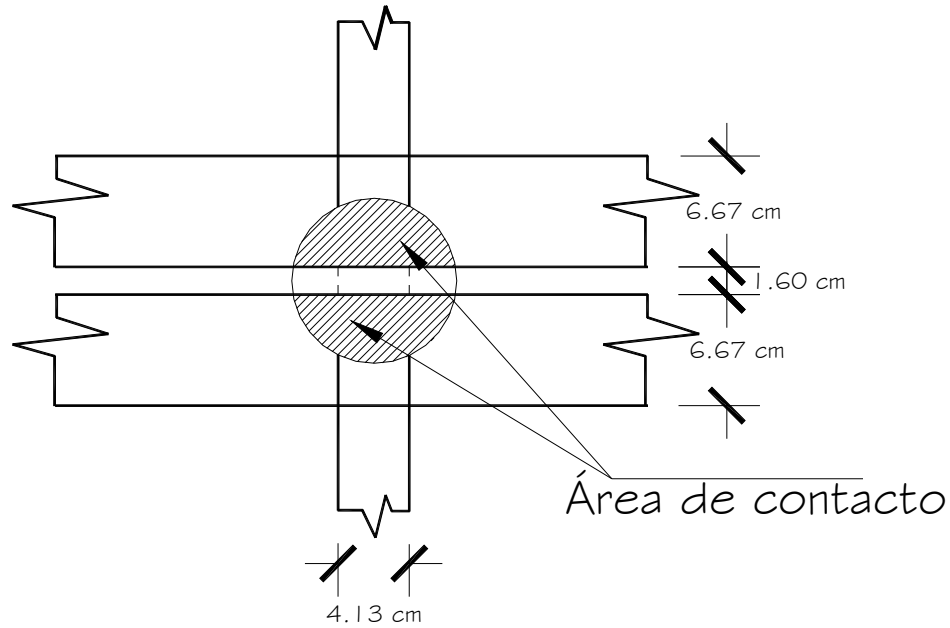
$$\text{Área requerida} = \frac{2000}{27.10} = 73.8 \text{ cm}^2$$

usar arandela 4 “ (10.16 cm)

Área de contacto:

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 81.1$$

$$f = \frac{2000}{81.1} = 24.7 \text{ kg/cm}^2, < 27.1 \text{ kg/cm}^2$$



IV.2 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor, concreto normal 2400 Kg/m³. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40 m.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

a) Cargas de diseño.

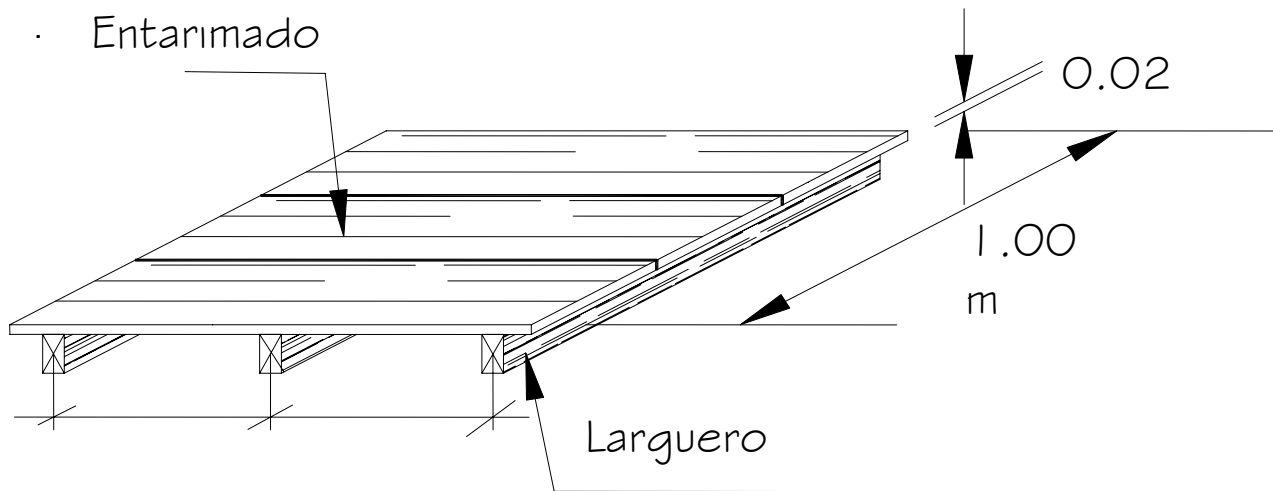
Por metro de ancho

$$\text{Peso propio} \quad 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva*} \quad 200 \text{ kg/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{680 \text{ kg/m}^2} = 6.80 \text{ kg/cm}$$

(Aunque en II.1 vimos que el A.C.I recomienda una carga viva de 250 kg/cm², en este ejemplo usaremos 200 kg/m²)



b) Entarimado. Usar tablonces de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es 25/32" (≈ 2.00 cm.) Tabla V-14

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho:

$$I = \frac{100\text{cm} \times (2\text{cm})^3}{12} = 66.67\text{cm}^4$$

$$S = \frac{I}{Y} = \left(\frac{bh^3}{12} \cdot \frac{2}{h} \right) = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100\text{cm} \times (2\text{cm})^2}{6} = 66.67\text{cm}^3$$

Estos últimos valores difieren de los de la tabla V-14 porque el espesor se ha redondeado a 2.0 cm cuando en realidad es de 1.98 cm. Pero lo hemos calculado para mostrar que hacer cuando no se tiene la tabla.

De la Tabla V-8

$$f_m = 196\gamma = 196 \times 0.4 = 78.4 \text{ kg/cm}^2$$

Por flexión (III-3)

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} = 3.2 \sqrt{\frac{78.4 \times 66.7}{6.8}} = 89\text{cm}$$



Por flecha (III-5)

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

$$E = 196000\gamma = 196000 \times 0.4 = 78400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tabla V-8})$$

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 66.67}{6.8}} = 65 \text{ cm}$$

Se usarán largueros @ 0.65 m. lo cual nos da 7 espaciamientos de 0.65 = 4.50 m. que es el ancho del tablero.

Estos 65 cm son, al mismo tiempo, el claro de tablonos y el ancho tributario de la carga sobre los largueros.

c) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madrinan.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de 2" X 4":

De la tabla V-14:

$$I = 365.23 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$$\text{Carga en largueros} = 680 \times 0.65 = 442 \text{ kg} / m = 4.42 \text{ kg} / \text{cm} \quad (\text{Tabla V-8})$$

Por flexión (III-3):

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} = 3.2 \sqrt{\frac{78.4 \times 71.61}{4.42}} = 114 \text{ cm}$$

Por flecha (III-5):

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 365.23}{4.42}} = 132 \text{ cm}$$

Por Corte

$$\text{De tabla (V-8):} \quad v = 14 \text{ kg/cm}^2$$

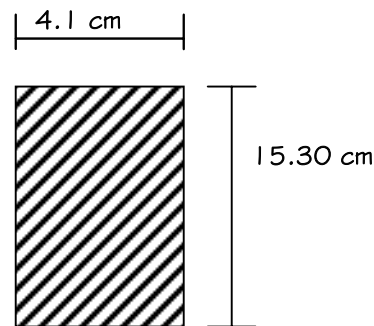
$$L_{\text{máx}} = 1.11 \frac{bhv}{\omega} \dots\dots\dots(\text{III-4})$$

$$L_{\text{máx}} = \frac{1.11 \times 5 \times 10 \times 14}{4.42} = 176 \text{ cm}$$

Dado que domina la flexión por ser la que nos da el menor claro, usaremos el claro de 114cm y, como el ancho de la losa es de 4.50 m, espaciaremos las vigas madrinas a 1.125 m en cuatro claros. (4 X 1.125 = 4.50)

d) Dimensionamiento de vigas madrinas, espaciamiento de puntales.

Probar madrinas de 2" x 6"



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1208.65 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3$$

$$\omega = 680 \times 1.125 = 765 \text{ Kg/m} = 7.65 \text{ kg/cm}$$

Por flexión. (III-3):

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} = 3.2 \sqrt{\frac{78.4 \times 159}{7.65}} = 130 \text{ cm}$$

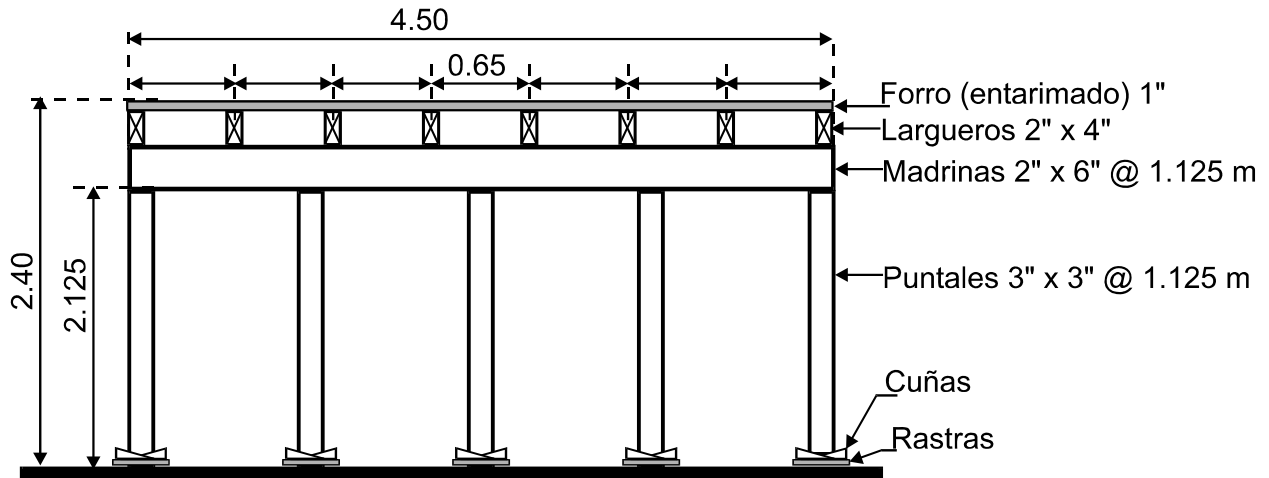
Por flecha (III-5):

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 1208}{7.65}} = 164 \text{ cm}$$

Por corte (III-4):

$$L_{\text{máx}} = 1.11 \frac{bhv}{\omega} = 1.11 \frac{4.13 \times 15.2 \times 14}{7.65} = 128 \text{ cm}$$

Para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.125 m.



e) Cálculo de los puntales.

$$\text{Área tributaria} = 1.125 \times 1.125 = 1.27 \text{ m}^2$$

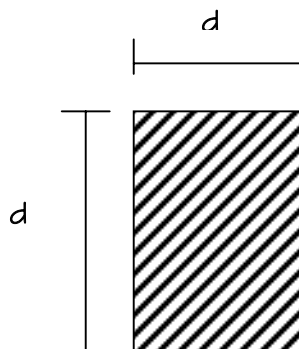
$$\text{Carga} = \underline{680 \text{ Kg / m}^2}$$

$$P = 1.27 \times 680 = 861 \text{ kg}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra (Tabla V-8)

$$f_m = 143.5 \gamma = 143.5 \times 0.4 = 58 \text{ kg/cm}^2$$

Probar puntales 3" x 3"



$$h = 2(5/8)" = 6.67 \text{ cm}$$

$$A = 6.67^2 = 44.46 \text{ cm}^2$$



Revisión por esbeltez:

$$L = 240 - 28 = 212 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión:

$E = 95,000$ (tabla V- 8)

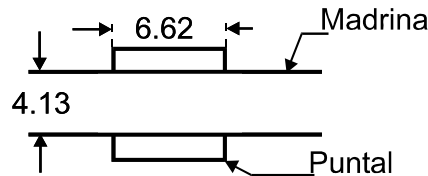
$$C = \frac{0.3E}{(L/h)^2} = 27.83$$

Compresión admisible en el puntal de 3" x 3":

$$P_{ad} = 27.83 \times 44.66 = 1,237 > 861 \text{ kg. Pasa.}$$

f) Revisión del apoyo de la madrina sobre el puntal:

$$\text{Área de apoyo} = 4.13 \times 6.67 = 27.55 \text{ cm}^2$$



Esfuerzo real:

$$f = \frac{861}{27.55} = 31.25 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible perpendicular a la fibra = $54.20 \times 0.4 = 21.68 < 31.25 \text{ kg/cm}^2$
No pasa, colocaremos una placa metálica, calculemos sus dimensiones:

La carga "P" es el producto del área por el esfuerzo admisible:

$$P = a \times b \times f$$

Despejando "b":

$$b = \frac{P}{af}$$

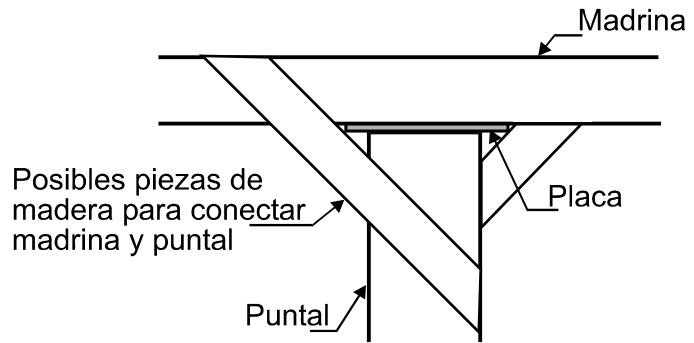
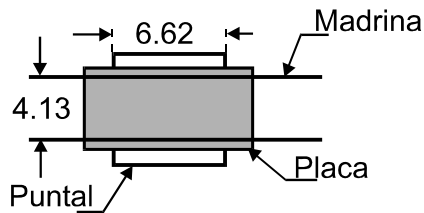
Dimensión de la placa en dirección de la madrina:

$$b = \frac{861}{4.13 \times 21.68} = 9.61 \text{ cm.}$$

Dimensión de la placa en dirección perpendicular a la madrina:

$$a = \frac{861}{6.62 \times 21.68} = 5.99 \text{ cm.}$$

Usaremos una placa de 10 x 6 cm x 6 mm de espesor.



g) Apoyo de largueros en viga madrina:

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2$$

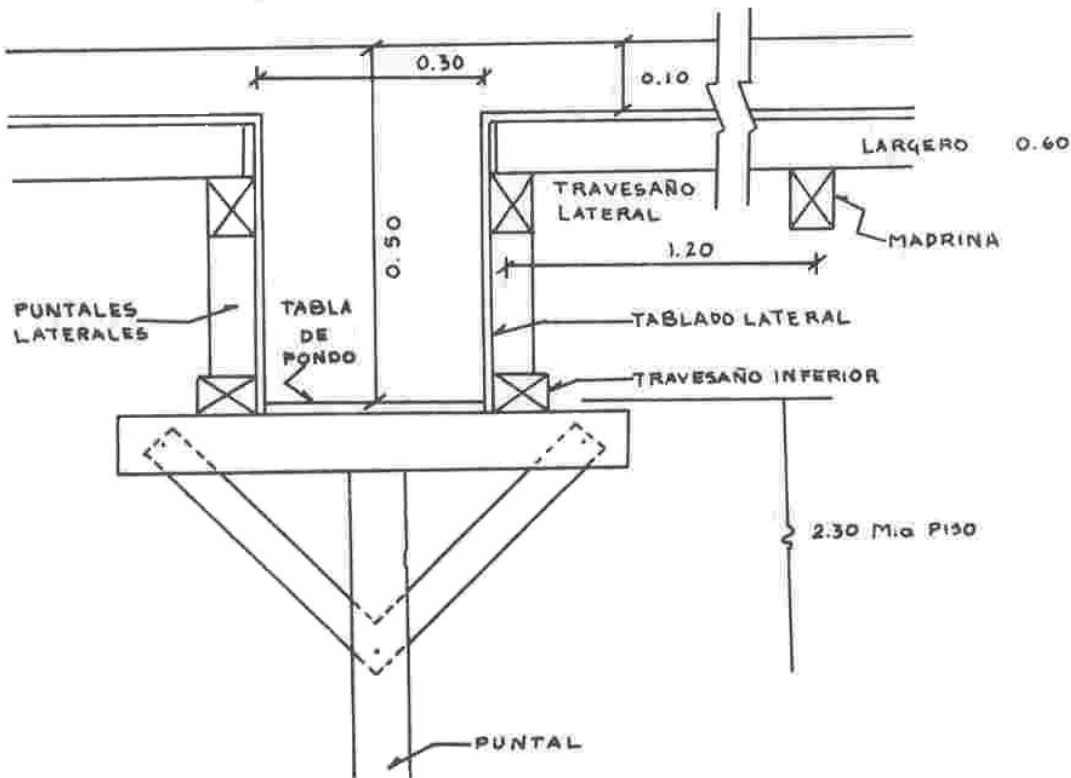
Carga de largueros sobre viga madrina

$$P = (680 \times 0.65) \times 1.125 = 497.25 \text{ kg}$$

$$f = \frac{497.25}{17.06} = 29.15 \text{ kg/cm}^2 > 21.68 \text{ kg/cm}^2$$

No pasa, por lo que hay que diseñar una placa de manera semejante a la que se diseñó para el apoyo de la madrina sobre puntales.

IV. 3 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400 Kg/m^3) se usará madera de pino con una densidad de 0.4

a) Tablado de Fondo:

Cargas que soporta:

$$\text{Carga muerta: } 0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva: } 0.30 \times 200 = 60 \text{ kg/m}$$

$$\underline{420 \text{ kg/m}} = 4.20 \text{ kg/cm}$$

Se usará tablón de $1 \frac{1}{2}$ " de espesor nominal. El espesor efectivo es $1 \frac{5}{16}" = 3.33 \text{ cm}$. (Tabla V-14)

$$b \times h = 30 \times 3.33^2 = 99.9 \text{ cm}^2$$



$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.31 \text{ cm}^4$$

Por flexión (III-3):

$$f_m = 196 \gamma = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}} = 3.2 \sqrt{\frac{80 \times 55.44}{4.2}} = 103 \text{ cm}$$

Por flecha (III-5):

$$E = 196000 \gamma = 78400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.85 \text{ m}$$

Por corte (III-4):

$$L_{\text{máx}} = 1.11 \frac{bhv}{\omega} = 1.11 \frac{99.9 \times 14}{4.2} = 369.63 \text{ cm}$$

Se usarán apoyos @ 0.80 m.

b) Tablado lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar al caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4" resultaron adecuados. A razón de 0.80m de espaciamiento de puntales, que resultó en el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral. Por tratarse de triplay, se considerará $\gamma = 0.6$

c) Travesaño Lateral.

El travesaño lateral es tan corto y la presión lateral que soporta es tan pequeña que lo haremos de 2" X 2"

d) Cálculo de puntales principales.



La carga Total de estos puntales será:

Por carga de trabe: $420 \text{ Kg/m} \times 0.80 = 336$

Por losas: $2 \times 264 \times 0.80 = \frac{422}{758} \text{ Kg.}$

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 758 Kg. de la misma manera que lo hicimos en el diseño de una losa.

Si consultamos la tabla V-15 "Carga Resistente de Puntales de Madera" para puntales de 3" X 3", encontramos (para $E=95,000 \text{ kg/cm}^2$, y $L=2.00 \text{ m}$) una carga admisible de $1,170 > 758 \text{ kg}$.

IV.4 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA

Sección de columna $45 \times 45 \text{ cm}$.

Velocidad Vertical del colado: 4.00 m/hr

Altura de columna 3.35 m

Colado en Durango, Dgo., en invierno Temperatura (T) = 15°C (ver mapa)

La cimbra será aparente, usaremos una densidad $\gamma = 0.6$ y $L/360$ para la flecha

La cimbra se usará varias veces.

La fórmula para la Presión lateral del concreto en columnas es:

$$\omega = 730 + \frac{80000R}{17.8 + T} \dots\dots\dots(\text{III-2B})$$

ω = Presión lateral del concreto en kg/m^2

R = Velocidad Vertical del colado en m/hr

T = Temperatura del colado en $^\circ \text{C}$

Con un máximo de 15000 kg/cm^2 y un mínimo de 3000 kg/cm^2 , pero nunca mayor que ω_h

a) Presión lateral del concreto.

Aplicando esta fórmula

$$\omega = 730 + \frac{80000 \times 4.00}{17.8 + 15} = 10490 \text{ kg/m}^2$$

Presión máxima (ω_h):

$$\omega_h = 2400 \times 3.35 = 8040 \text{ kg/m}^2$$

como $10480 > 8040 \text{ kg/m}^2$, usaremos $\omega = 8040 \text{ kg/m}^2$



b) Espaciamiento de yugos o abrazaderas, colocando el primer yugo a 15 cm. de la base.

Usando tablas de 1 pulgada para el forro de la cimbra de la columna tenemos de la Tabla V-14, para un metro de ancho:

$$\begin{aligned}h &= 1.98\text{cm} \\S &= 65.3\text{cm}^3 \\I &= 64.7\text{cm}^4\end{aligned}$$

Para 45cm de ancho:

$$\begin{aligned}S &= 65.3 \times 0.45 = 29.4 \text{ cm}^3 \\I &= 64.7 \times 0.45 = 29.11 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Si $\gamma = 0.6$, entonces $f_{\text{máx}} = 196 \times 0.6 = 120\text{kg/cm}^2$; y

$$E = 238000 \times 0.6 = 142800\text{kg/cm}^2$$

$$\text{También } \omega = 8040 \times 0.45 = 3618\text{kg/m} = 36.18\text{kg/cm}$$

Entonces:

Por flexión (III-3):

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{f_m S}{\omega}}$$

$$L_{\text{máx}} = 3.2 \sqrt{\frac{120 \times 29.4}{36.18}} = 32\text{cm}$$

Por flecha (III-5):

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

$$L_{\text{máx}} = 0.71 \sqrt[3]{\frac{142800 \times 29.11}{36.18}} = 34\text{cm}$$

No se analiza el cortante porque cuando la sección es de poco peralte con respecto al ancho el momento flexionante domina.

Usaremos un claro para los tabloncillos laterales de 30cm, que es el espaciado (e_1) del primer yugo.

Análogamente calcularemos el espaciado para los siguientes yugos.

En el yugo 2, a 45 cm de la base (h=2.90 m), la presión será:

$$2400 \times 2.90 \times 0.45 = 3132 \text{ kg/m} = 31.3 \text{ kg/cm}$$

Con este dato y los anteriores el resultado es:

$$e_2 = 30 \text{ cm}$$

Análogamente:

$$e_3 = 35 \text{ cm}$$

$$e_4 = 35 \text{ cm}$$

$$e_5 = 35 \text{ cm}$$

$$e_6 = 40 \text{ cm}$$

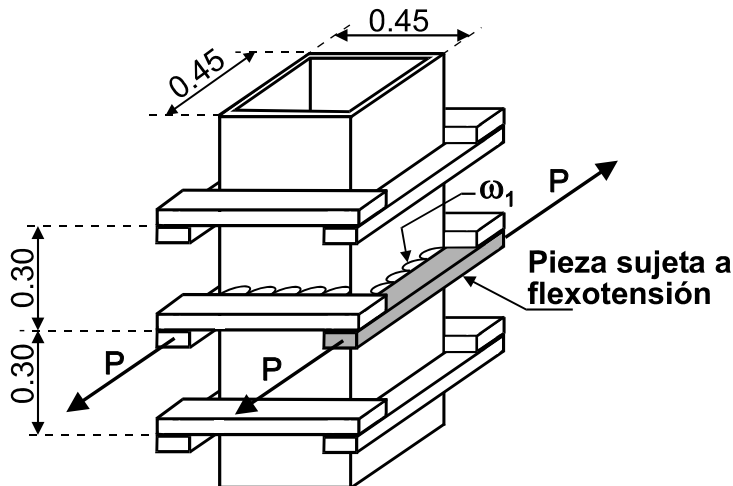
$$e_7 = 45 \text{ cm}$$

$$e_8 = 50 \text{ cm}$$

El yugo más alto queda a 3.15 metros de altura sobre la base y sólo a 20 cm de la parte más alta de la cimbra.

c) Diseño de Yugos

Los elementos que forman los yugos estarán sujetos a flexo tensión.



Y, como vimos en la sección III-6, deberán proporcionarse de manera que

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} < f_{\text{máx}} \dots\dots\dots(a)$$

Donde:

P: Fuerza axial Kg

A: Área de la sección transversal cm^2



M: Momento de flexionante Kg – cm
S: Módulo de sección cm³

Para yugo 2.

$$\omega_2 = 2400 \times 2.90 \times = 6960 \text{ kg/m}^2$$

como la separación entre yugos es de 30 cm:

$$\omega_2 = 6960 \times 0.30 = 2088 \text{ kg/m} = 20.88 \text{ kg/cm}$$

y como son dos yugos los que reaccionan ante este empuje:

$$P = \frac{2088 \times 0.45}{2} = 470 \text{ kg}$$

$$M = \frac{\omega_2 L^2}{10} = \frac{20.88 \times 45^2}{10} = 4228.2 \text{ kg – cm}$$

$$S_{\text{requerido}} = \frac{M}{f_{\text{máx}}} = \frac{4228.2}{120} = 35 \text{ cm}^3$$

probar tabla 1 ½ “ x 4” (espesor efectivo = 3.33 cm, tabla V-14)

$$A = 3.33 \times 10.2 = 33.97 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33(10.2)^2}{6} = 57.74 \text{ cm}^3$$

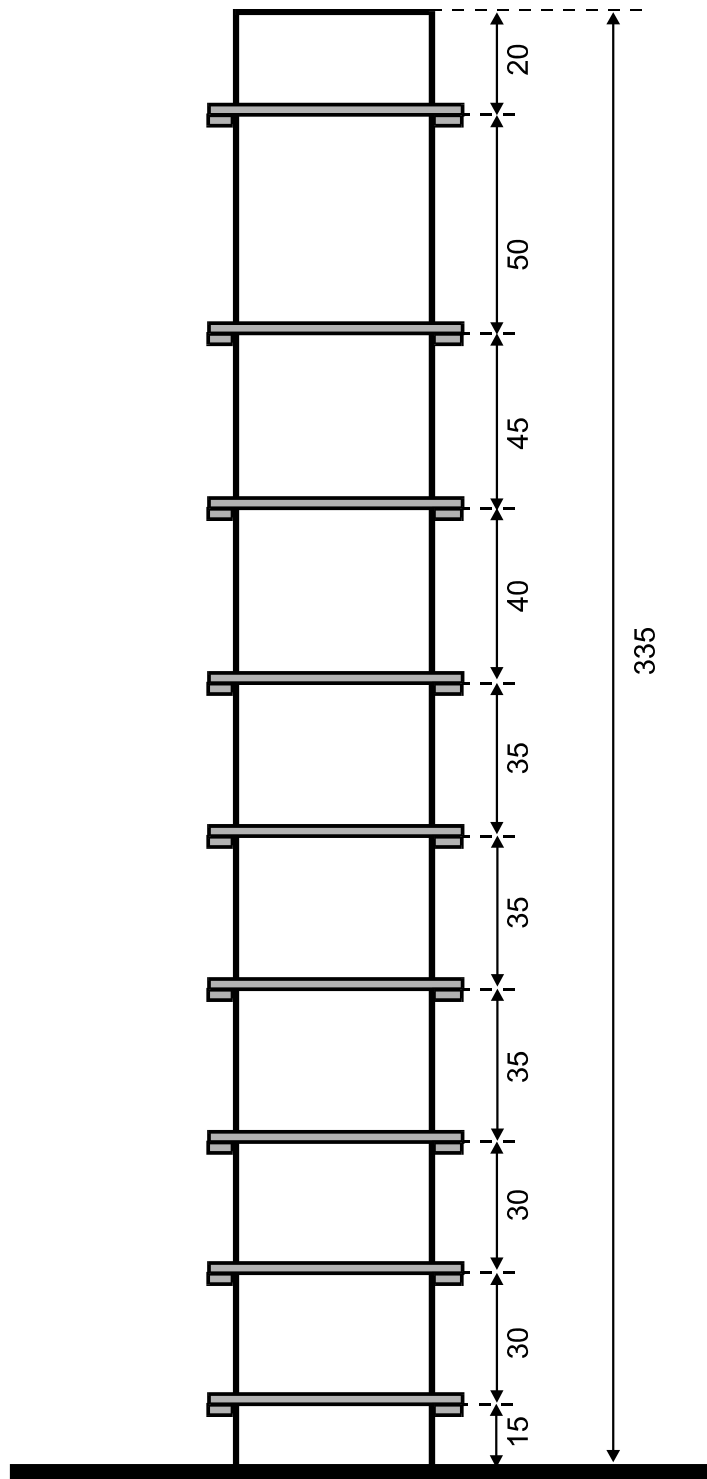
Revisión “S”

$$57.74 \text{ cm}^3 > 35 \text{ cm}^3, \text{ pasa}$$

Aplicando la formula (a)

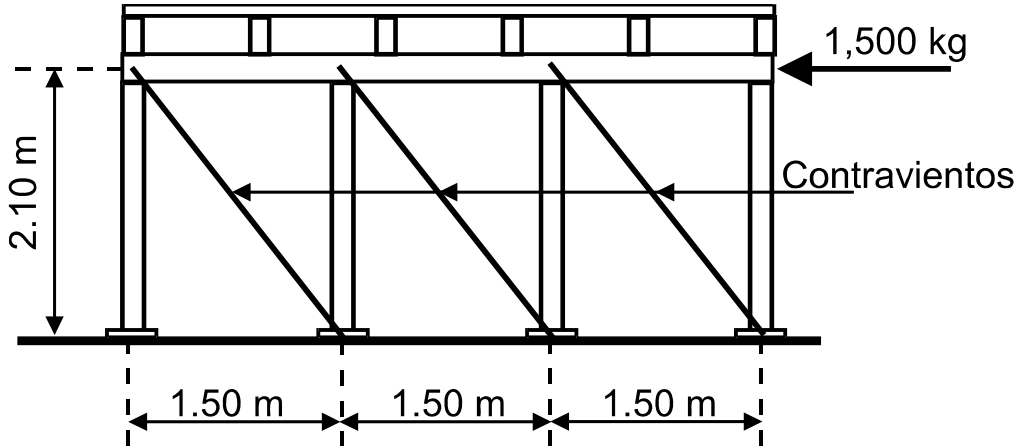
$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{470}{33.97} + \frac{4228.2}{57.74} = 87.06 \leq f_{\text{máx}} = 120 \text{ kg/cm}^2, \text{ pasa}$$

SE USARA LA SIGUIENTE DISTRIBUCION DE YUGOS

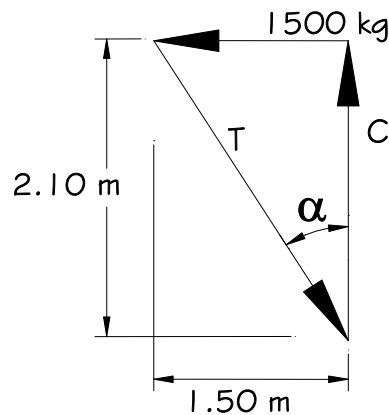


IV.5 DISEÑO DE CONTRAVIENTOS

Supongamos que tenemos una cimbra como la de la figura en la que se aplica una fuerza horizontal de 1500 kg.



Entonces tenemos el siguiente diagrama de fuerzas:



Donde:

$$\alpha = \text{ang} \tan \frac{1.50}{2.10} = 35.54^\circ$$

por lo tanto:

$$T = \frac{1500}{\text{sen} \alpha} = \frac{1500}{\text{sen} 35.54^\circ} = \frac{1500}{0.581} = 2582 \text{ kg de tensión}$$

Es usual que estos contravientos se construyan con elementos no rígidos (cables, varillas o torzales de alambre recocido), y si disponemos de un acero cuyo esfuerzo permisible de tensión es de 1500 kg/cm², el área necesaria es:

$$A = \frac{2582}{1500} = 1.72 \text{ cm}^2$$

Esto si usamos sólo un contraviento, si usamos "n" contravientos el área de cada uno de ellos será:

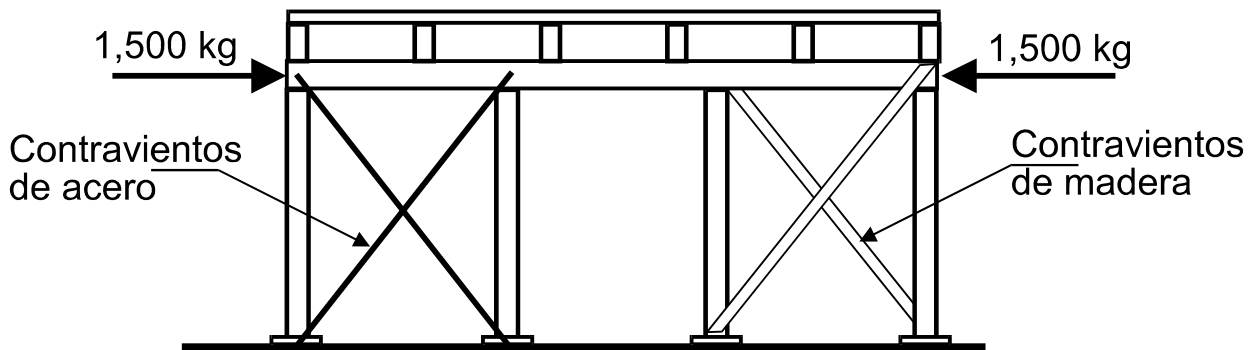
$$A_n = \frac{1.72}{n}$$

Análogamente, la fuerza "C" vale:

$$C = \frac{1500}{\tan \alpha} = \frac{1500}{\tan 35.54^\circ} = \frac{1500}{0.714} = 2100 \text{ kg en compresión}$$

Que hay que considerar en el diseño de los puntales.

Es importante hacer notar que las fuerzas horizontales se presentan en cualquier dirección, por lo que será necesario proveer contravientos en ambos sentidos como lo indica la figura siguiente:

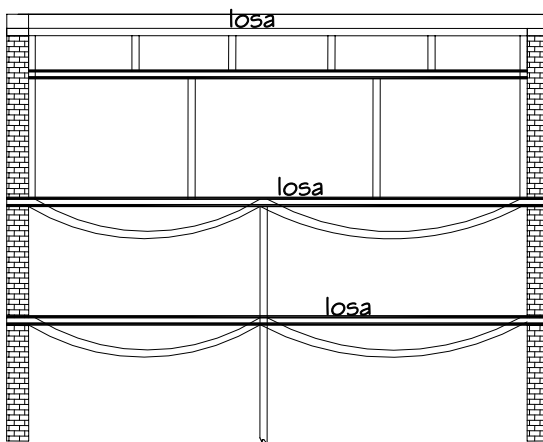


Para los contravientos se puede usar indistintamente acero o madera, no es necesario hacerlo en todos los claros, sólo en los suficientes, pero si es muy importante colocarlos en las dos direcciones de la cimbra. En todo caso los tensores se colocarán en ambos sentidos, como muestra la figura, para que trabajen a tensión donde son más eficientes que a compresión.

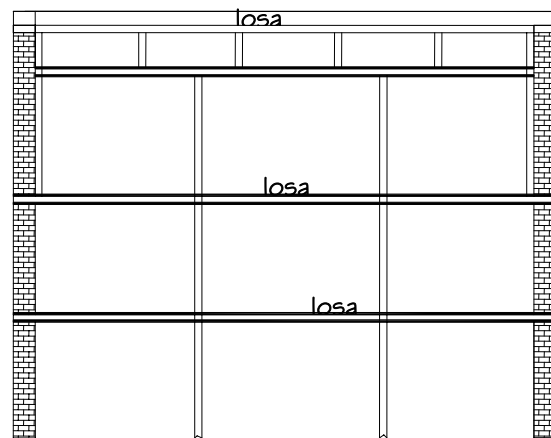
ALGUNAS RECOMENDACIONES

- Es importante proteger la cimbra para evitar que absorba lechada y parte de la pasta se adhiera a la cimbra.
- La práctica de impermeabilizar con diesel puede parecer económica, pero van en detrimento de la duración de la cimbra y produce manchas en el concreto.

- Es mejor pintar la cara de contacto de la cimbra y sus cantos con alguna pintura epóxica, así se protege la cimbra y se mejora el acabado del concreto. En lo personal procuro pintar la cimbra con epóxico blanco para detectar fácilmente la suciedad de la cimbra. Aunque a veces las he pintado de colores claros para distinguir rápidamente los diferentes tipos de cimbra.
- En el apuntalamiento de pisos superiores se debe evitar que los elementos de concreto trabajen de forma diferente a como fueron diseñados, por ejemplo en una losa como la de la figura, los puntales del piso inferior deben quedar exactamente debajo de los puntales de la cimbra.



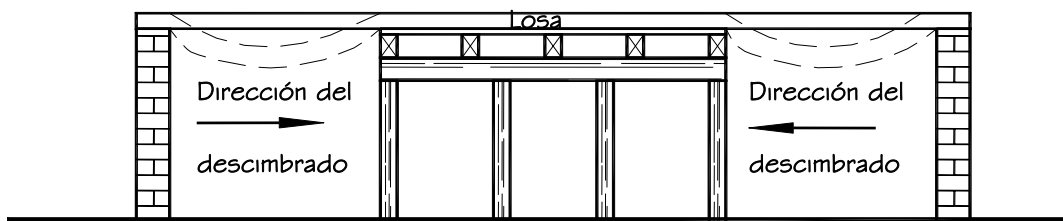
INCORRECTO: Las Losas no trabajan como fueron diseñadas.



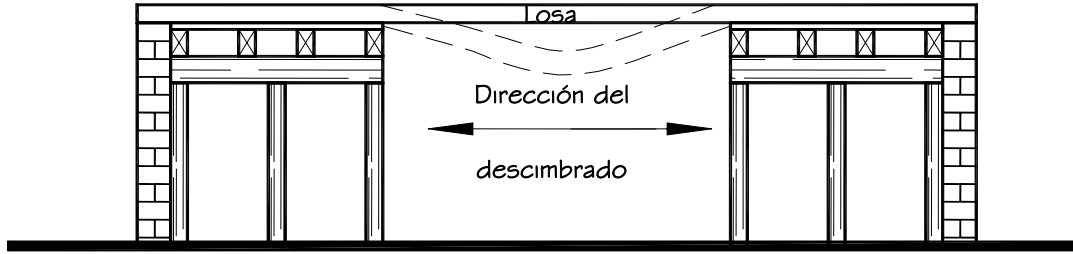
CORRECTO: Las Losas trabajan como fueron diseñadas.

- El descimbrado debe hacerse desde el punto más lejano del apoyo y en dirección a éste, como se muestran en la figuras:

EN UNA LOSA INTERIOR

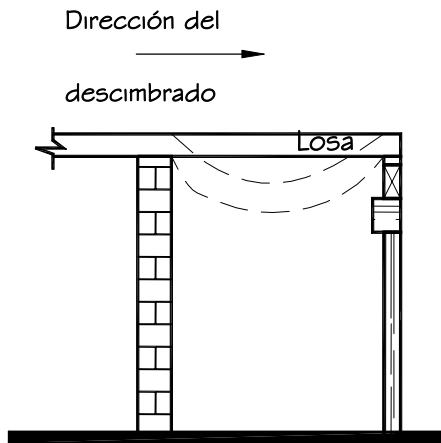


INCORRECTO: Las losas no trabajan como fueron diseñadas

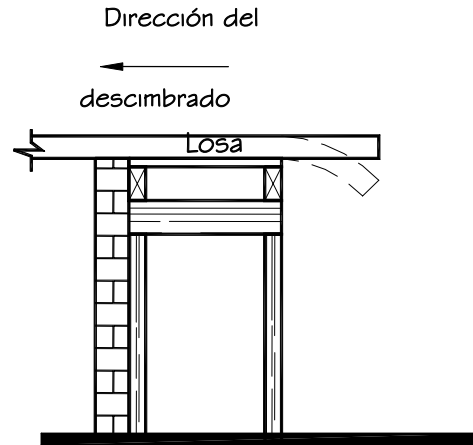


CORRECTO: Las losas trabajan como fueron diseñadas

EN UN VOLADO



INCORRECTO: Las losas no trabajan como fueron diseñadas



CORRECTO: Las losas trabajan como fueron diseñadas

- No olvidar colocar cuñas de madera en el extremo inferior de los puntales para fines de nivelación de la cimbra. (para que la cuña apriete debe ser el mismo palo).

CAPITULO V

AYUDAS DE DISEÑO

TABLA V-1

PROPIEDADES DEL TRIPLAY PARA FINES ESTRUCTURALES

Espesor		No. de capas	1 cm. de ancho de la Veta visible paralela al claro			1 cm. de ancho de la Veta visible perpendicular al claro			Peso (kg/m ²)
Pulg.	mm.		Área efectiva de la sección A (cm ²)	Momento de Inercia I (cm ⁴)	Módulo de sección S (cm ³)	Área efectiva de la sección A (cm ²)	Momento de Inercia I (cm ⁴)	Módulo de sección S (cm ³)	
1/8	3.2	3	0.2133	0.0026	0.0163	0.1067	0.0001	0.0006	3.17
5/16	4.76	3	0.3176	0.0086	0.0361	0.1587	0.0003	0.0013	3.96
1/4	6.35	3	0.4233	0.0205	0.0646	0.2117	0.0008	0.0025	4.95
3/8	9.53	3 y 5	0.5718	0.0580	0.1217	0.3812	0.0150	0.0315	7.14
1/2	12.7	5	0.7626	0.1372	0.2161	0.5080	0.0354	0.0557	9.71
5/8	15.9	5	0.9540	0.2693	0.3387	0.6360	0.0695	0.0874	11.51
3/4	19.1	5 y 7	1.0914	0.4111	0.4305	0.8186	0.2028	0.2124	14.08
7/8	22.2	7	1.2686	0.6455	0.5815	0.9514	0.3184	0.2868	16.46
1	25.4	7	1.4514	0.9668	0.7613	1.0886	0.4769	0.3755	19.03
1 1/8	28.6	7	1.6343	1.3802	0.9652	1.2257	1.6808	0.4759	21.22

En la **Tabla V-1**:

Tanto el triplay de 3/8 como el 3/4 se fabrican con dos diferentes números de capas, como cuando hacemos diseño, en lo general, no sabemos que madera se usará, en esta tabla se presentan los valores más desfavorables. Para el peso del triplay se usó una densidad de 0.8.

TABLA V-2
RADIO MÍNIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

Espesor		Curva perpendicular a la veta (cm)	Curva paralela a la veta (cm)
Pulg.	mm.		
1/8	3	16.00	25.00
1/4	6	38.10	61.00
3/8	10	91.50	137.10
1/2	13	182.90	243.80
5/8	16	248.80	304.80
3/4	19	304.80	365.80

TABLA V-3
CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSA

Espesor de losa (cm)	8	10	12	15	18	20	22	25	28	30
Concreto de 1600Kg/m ³	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000Kglm ³	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400Kg/m ³	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 Kg/m². Esta carga es válida para colados comunes, si durante el colado se usan carritos motorizados (vogues) para transportar el concreto, la carga viva deberá incrementarse a 400 Kg/m².

TABLA V-4

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE MUROS

Velocidad vertical de colado (m/h)	Presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada					
	30° C	25° C	20° C	15° C	10° C	5° C
0.50	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
0.75	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,360
1.00	3,000	3,000	3,170	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,500	4,940	5,500	6,225	7,215	8,635
2.75	4,631	5,085	5,665	6,415	7,440	8,910
3.00	4,760	5,230	5,630	6,600	7,660	9,180

NOTA:

No utilizar presiones de diseño mayores de 10,000 Kg/m², ni menores de 3,000 Kg/m² y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

TABLA V-5

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS

Velocidad vertical de colado(m/h)	Presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada					
	30° C	25° C	20° C	15° C	10° C	5° C
0.50	RIGE EL MINIMO					3,000
0.75						3,360
1.00		3,000	3,000	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,915	5,400	6,020	6,830	7,925	9,500
3.00	5,750	6,340	7,080	8,045	9,360	11,260
3.50	6,590	7,270	8,135	9,265	10,800	13,010
4.00	7,425	8,205	9,200	10,485	12,240	14,765
4.50	8,260	9,140	10,255	11,705	13,680	15,000
5.00	9,100	10,075	11,310	12,925	15,000	
6.00	10,770	11,945	13,430	15,000		
7.00	12,445	13,815	15,000			
8.00	14,120	15,000		RIGE EL MAXIMO		
9.00	15,000					

NOTA:

No utilizar presiones de diseño mayores de 15,000 Kg/m², y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

TABLA V-6
MÍNIMA FUERZA LATERAL, PARA DISEÑO DE CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS

Espesor de la losa (cm)	Carga muerta Kg/m ²	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (Kg).				
		6(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	225	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

La carga muerta es el peso del concreto (2400kg/m³) más un estimado del peso propio de la cimbra.

TABLA V-7

**MÍNIMA FUERZA LATERAL, PARA DISEÑO DE CONTRAVENTEOS DE CIMBRAS DE LOSAS
CIMBRAS DE MUROS APLICADA A LA PARTE ALTA DEL MOLDE**

Altura del muro (m)	Mínimos: 148 Kg/m ó 50Kg/m ² (ACI-622)	Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (Kg/m).			
		73 Kg/m ²	98Kg/m ²	122Kg/m ²	146Kg/m ²
(Sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.0	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.8	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70					
ó más	24.4h	36.6h	48.8h	61.0h	73.2h

TABLA V-8

ESFUERZOS PERMISIBLES PARA MADERA EN FUNCIÓN DE SU DENSIDAD

Concepto	Para cualquier γ	(Valor en Kg/cm ²) para $\gamma = 0.4$
Esfuerzo en flexión tensión simple	196 γ	78
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196,000 γ	78,400
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143,5 γ	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2 γ	22
Módulo de elasticidad en compresión	238,000 γ	95000
Esfuerzo cortante	35 γ	14

TABLA V-9
ESFUERZOS PERMISIBLES EN kg/cm² CONDICIÓN VERDE

Solicitud	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra.	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra.	14	14	7	5
Módulos de elasticidad. (x 10 ³) Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

TABLA V-10
DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES EN LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL EN cm.

Dimensión Nominal de la cara considerada.		Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión.				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión.			
cm	(Pulg.)	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
2.5	(1)	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8	(1 ½)	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0	(2)	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5	(2 ½)	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5	(3)	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0	(3 ½)	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0	(4)	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0	(5)	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0	(6)	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0	(8)	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5	(10)	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5	(12)	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5	(14)	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

TABLA V-11
LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 Y V-40

TIPO DE DEFECTO	CALIDAD V-75	CALIDAD V-65	CALIDAD V-50	CALIDAD V-40
Velocidad de crecimiento (Mínima)	16 anillos/5cm	12 anillos/5cm	8 anillos/5cm	8 anillos/5cm
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de fibra (no mayor de)	1 en 4	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

TABLA V-12
ESFUERZOS PERMISIBLES EN kg/cm²

Solicitud	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra.	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra.	11	9	7	6
Módulos de elasticidad.	Medio (x 10 ³)	70	70	70
	Mínimo (x 10 ³)	40	40	40

TABLA V-13

**TEMPERATURA DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN
LATERAL EN MUROS Y COLUMNAS**

El tiempo requerido para el fraguado inicial es mayor para una baja, que para una alta temperatura.

Las temperaturas límite de colado son 5°C y 35°C , por lo que es recomendable diseñar para temperaturas entre 10°C y 30°C como extremos.

Si la temperatura es menor de 5°C ó mayor de 30°C , NO SE CUELE.

Pueden considerarse las temperaturas indicadas para las regiones de la República Mexicana en los meses de invierno y verano como temperaturas de diseño. (tener en cuenta que la menor es la crítica). (ver mapas).

TABLA V-13 (Continuación)

TEMPERATURA DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN LATERAL EN MUROS Y COLUMNAS

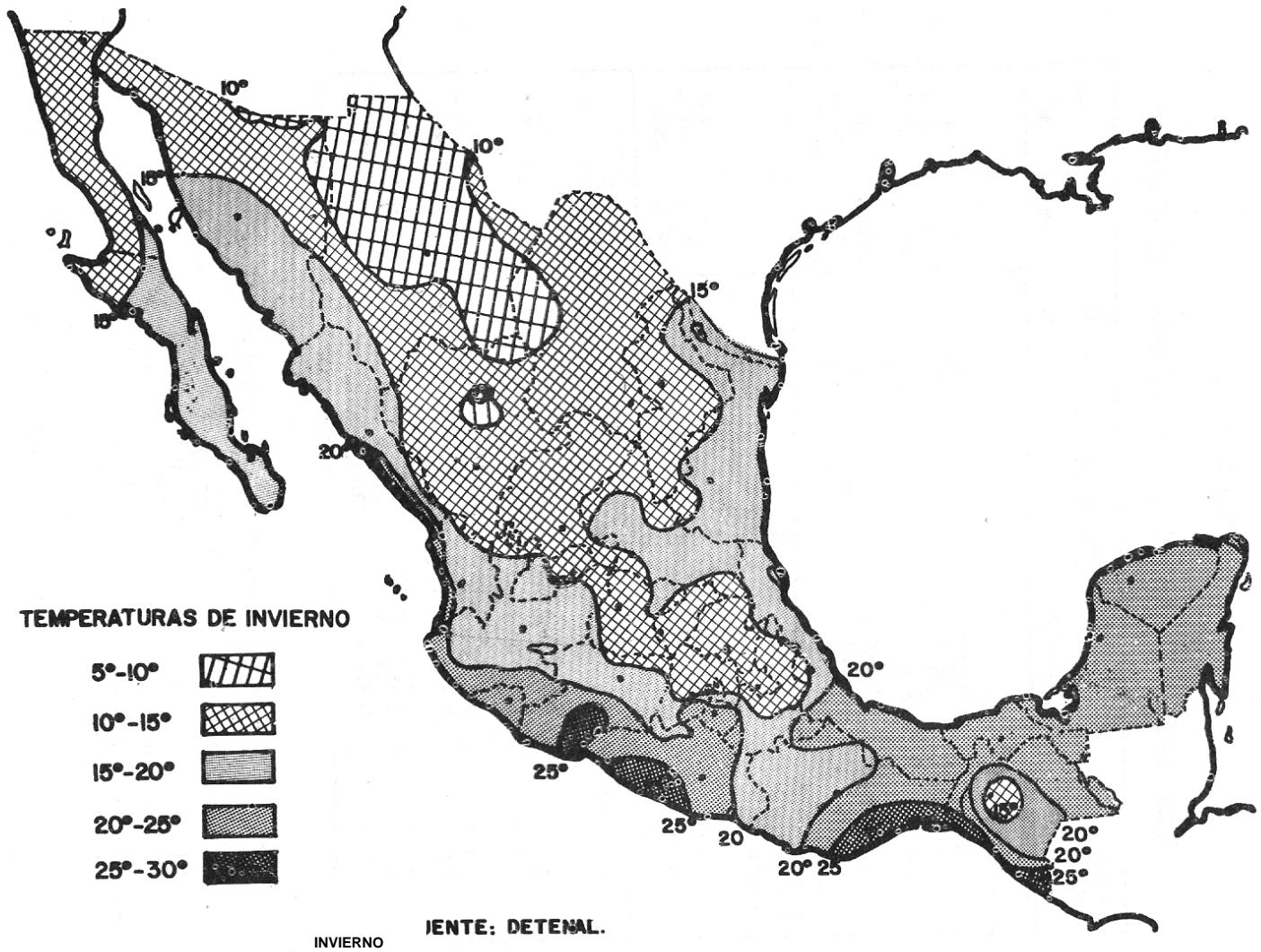
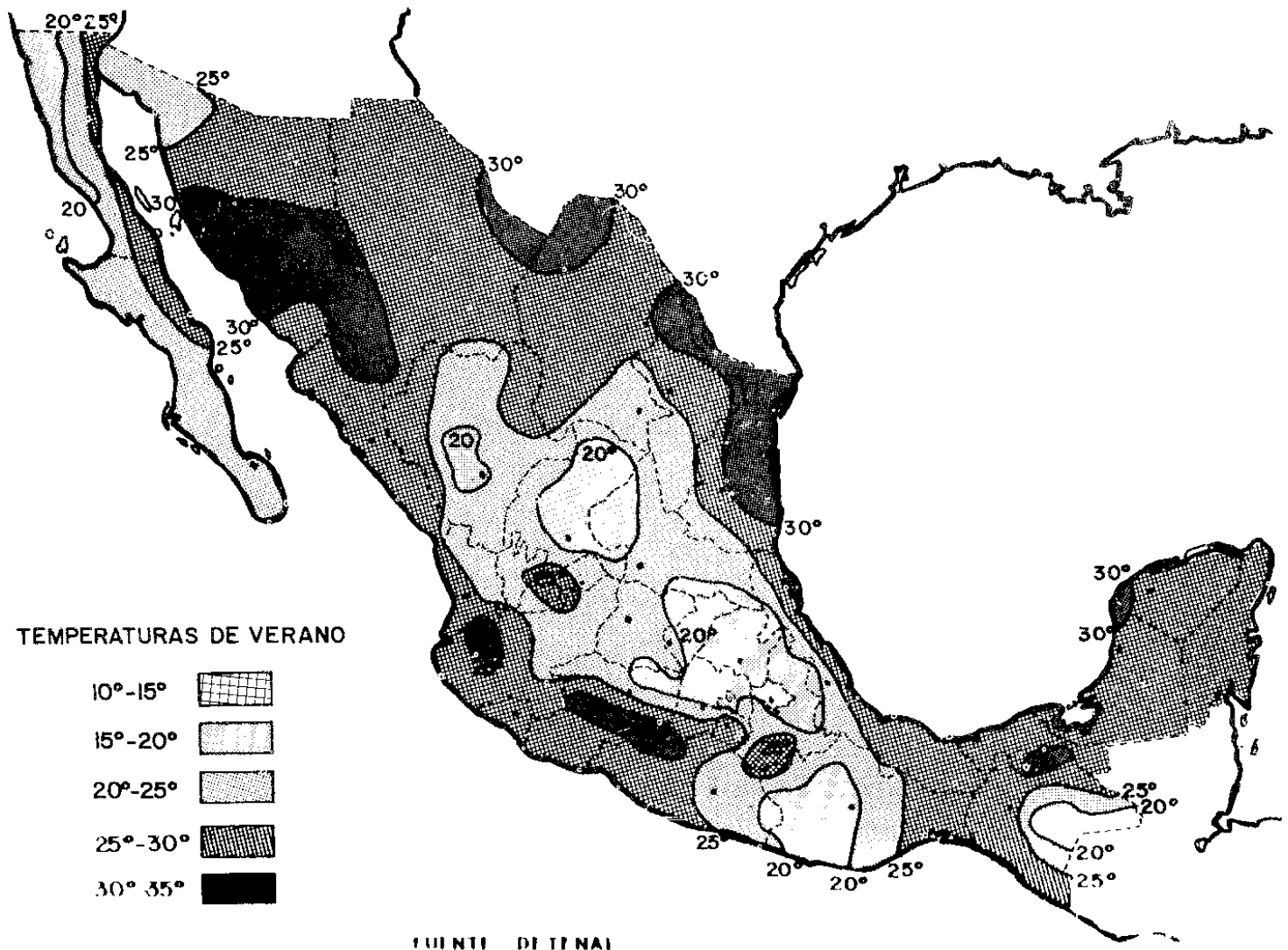


TABLA V-13 (Continuación)

TEMPERATURA DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN LATERAL EN MUROS Y COLUMNAS



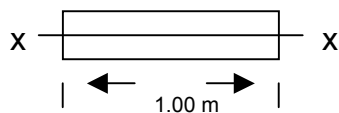
FUENTE: DITFNAI

TABLA V-14
DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE PIEZAS CEPILLADAS DE MADERA

DIMENSION NOMINAL	DIMENSIÓN EFECTIVA		bh	Sx	Ix
	PULGADAS	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴
Tablones:					
3/4"	20/32	1.59	159	42.1	33.5
1"	25/32	1.98	198	65.31	64.7
1 1/2"	1 5/16	3.33	333	184.8	307.7
2"	1 5/8	4.13	413	284.5	587.0
3"	2 5/8	6.67	667	741.5	2472.8
4"	3 5/8	9.21	921	1413.7	6510.2
Piezas Cuadradas					
2" x 2"	1 5/8 x 1 5/8	4.13 x 4.13	17.1	11.7	24.2
3 x 3	2 5/8 x 2 5/8	6.67 x 6.67	44.5	49.5	164.9
4 x 4	3 5/8 x 3 5/8	9.21 x 9.21	84.8	130.2	599.6
Piezas Rectangulares					
2 x 4	1 5/8 x 4	4.13 x 10.2	42.1	71.6	365.2
2 x 6	1 5/8 x 6	4.13 x 15.2	62.8	159.0	1208.6
2 x 8	1 5/8 x 8	4.13 x 20.3	83.8	283.7	2879.1
2 1/2 x 8	2 5/16 x 8	5.87 x 20.3	119.2	403.2	4092.1
3 x 4	2 5/8 x 4	6.67 x 10.2	68.0	115.7	589.9
3 x 6	2 5/8 x 6	6.67 x 15.2	101.4	256.8	1952.0
4 x 6	3 5/8 x 6	9.21 x 15.2	140.0	354.6	2695.3
4 x 8	3 5/8 x 8	9.21 x 20.3	187.0	632.6	6420.5

Para I y S se consideran las siguientes secciones:

En Tablones



En piezas Rectangulares:

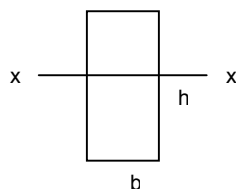


TABLA V-15
"CARGA RESISTENTE DE PUNTALES DE MADERA"

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 4" x 6" (3 5/8" x 5 5/8" efectivos)

$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\begin{matrix} E \\ L \end{matrix}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	13,405	16,760	20,110	23,460	26,810	30,165	33,515	36,865	40,215
125	8,580	10,725	12,870	15,015	17,160	19,305	21,450	23,595	25,740
150	5,960	7,450	8,940	10,425	11,915	13,405	14,895	16,385	17,875
175	4,380	5,470	6,565	7,660	8,755	9,850	10,945	12,040	13,130
200	3,350	4,190	5,025	5,865	6,705	7,540	8,380	9,215	10,055
225	2,650	3,310	3,970	4,635	5,295	5,960	6,620	7,280	7,945
250	2,145	2,680	3,215	3,760	4,290	4,825	5,360	5,900	6,435
275	1,775	2,215	2,660	3,100	3,545	4,000	4,430	4,875	5,315
300	1,490	1,860	2,235	2,605	2,980	3,351	3,725	4,095	4,470

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 4" x 8" (3 5/8" x 7 5/8" efectivos)

$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\begin{matrix} E \\ L \end{matrix}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	18,160	22,700	27,235	31,775	36,315	40,855	45,395	49,935	54,475
125	11,620	14,525	17,430	20,335	23,240	26,150	29,055	31,960	34,865
150	8,070	10,090	12,105	14,125	16,140	18,160	20,175	22,195	24,210
175	5,930	7,410	8,895	10,375	11,860	13,340	14,825	16,305	17,790
200	4,540	5,675	6,810	7,945	9,080	10,215	11,350	12,485	13,620
225	3,585	4,485	5,380	6,275	7,175	8,070	8,965	9,865	10,760
250	2,905	3,630	4,360	5,085	5,810	6,535	7,265	7,990	8,715
275	2,400	3,001	3,600	4,200	4,800	5,400	6,000	6,605	7,205
300	2,015	2,520	3,025	3,530	4,035	4,540	5,045	5,550	6,055

TABLA V-15 (Continuación)

“CARGA RESISTENTE DE PUNTALES DE MADERA”

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 3" x 6"(2 5/8" x 5 5/8" efectivos)

$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\frac{E}{L}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	5,070	6,335	7,605	8,870	10,140	11,405	12,670	13,940	15,205
125	3,245	4,055	4,865	5,675	6,490	7,300	8,110	8,920	9,730
150	2,255	2,815	3,380	3,940	4,505	5,070	5,630	6,195	6,760
175	1,655	2,070	2,485	2,895	3,310	3,725	4,140	4,550	4,965
200	1,265	1,585	1,900	2,220	2,535	2,850	3,170	3,485	3,800
225	1,000	1,250	1,500	1,750	2,000	2,255	2,505	2,755	3,005
250	810	1,015	1,215	1,420	1,620	1,825	2,030	2,230	2,435
275	670	840	1,005	1,175	1,340	1,510	1,675	1,845	2,010
300	565	705	845	985	1,125	1,265	1,410	1,550	1,690

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 2" x 4" (1 5/8" x 3 5/8" efectivos)

$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\frac{E}{L}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	775	910	1,160	1,355	1,550	1,740	1,935	2,130	2,325
125	495	620	745	870	990	1,115	1,240	1,365	1,485
150	345	430	515	600	690	775	860	945	1,030
175	255	315	380	440	505	570	630	695	760
200	195	240	290	340	385	435	485	530	580
225	155	190	230	270	305	345	380	420	460
250	125	155	185	215	250	280	310	340	370
275	100	130	155	180	205	230	255	280	305
300	85	105	130	150	170	195	215	235	260

TABLA V-15 (Continuación)

“CARGA RESISTENTE DE PUNTALES DE MADERA”

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 3" x 3" (2 5/8" x 2 5/8" efectivos)

$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\begin{matrix} E \\ L \end{matrix}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	2,365	2,955	3,550	4,140	4,730	5,325	5,915	6,505	7,100
125	1,515	1,895	2,210	2,650	3,030	3,405	3,785	4,165	4,545
150	1,050	1,315	1,580	1,840	2,105	2,365	2,630	2,890	3,155
175	775	965	1,160	1,350	1,545	1,740	1,930	2,125	2,320
200	590	740	890	1,035	1,185	1,330	1,480	1,625	1,775
225	465	585	700	820	935	1,050	1,170	1,285	1,400
250	380	475	570	660	757	850	945	1,040	1,135
275	315	390	470	550	625	705	780	860	940
300	265	330	395	460	525	590	655	725	790

Carga Resistente de Punteros de Madera
Punteros de 4" x 4" (3 5/8" x 3 5/8" efectivos).

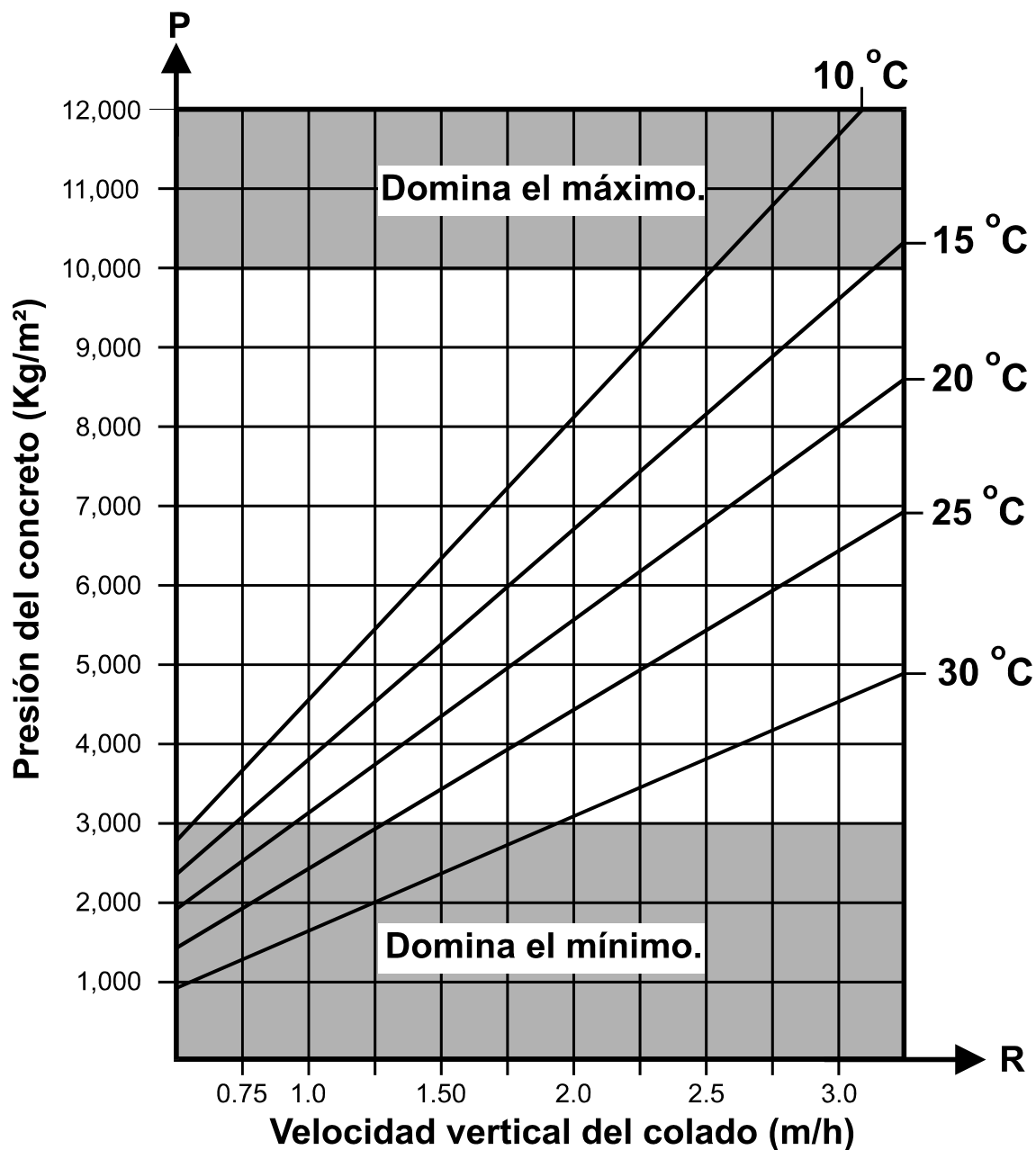
$$P = A \frac{0.3E}{(L/d)^2}$$

$P = \text{kg}$ $A = \text{cm}^2$ $E = \text{kg/cm}^2 \times 10^3$ $L = \text{cm}$ $d = \text{cm}$

$\begin{matrix} E \\ L \end{matrix}$	40	50	60	70	80	90	100	110	120
100	8,635	10,790	12,950	15,110	17,270	19,425	21,585	23,745	25,900
125	5,525	6,905	8,290	9,670	11,050	12,435	13,815	15,195	16,575
150	3,835	4,795	5,755	6,715	7,675	8,635	9,595	10,550	11,510
175	2,820	3,525	4,230	4,935	5,640	6,345	7,050	7,755	8,460
200	2,160	2,700	3,240	3,780	4,315	4,855	5,400	5,935	6,475
225	1,705	2,130	2,560	2,985	3,410	3,835	4,265	4,690	5,115
250	1,380	1,725	2,070	2,415	2,765	3,110	3,455	3,800	4,145
275	1,140	1,425	1,710	2,000	2,285	2,570	2,855	3,140	3,425
300	960	1,200	1,440	1,680	1,920	2,160	2,400	2,640	2,880

GRÁFICA V-16

PRESION LATERAL DEL CONCRETO EN MUROS



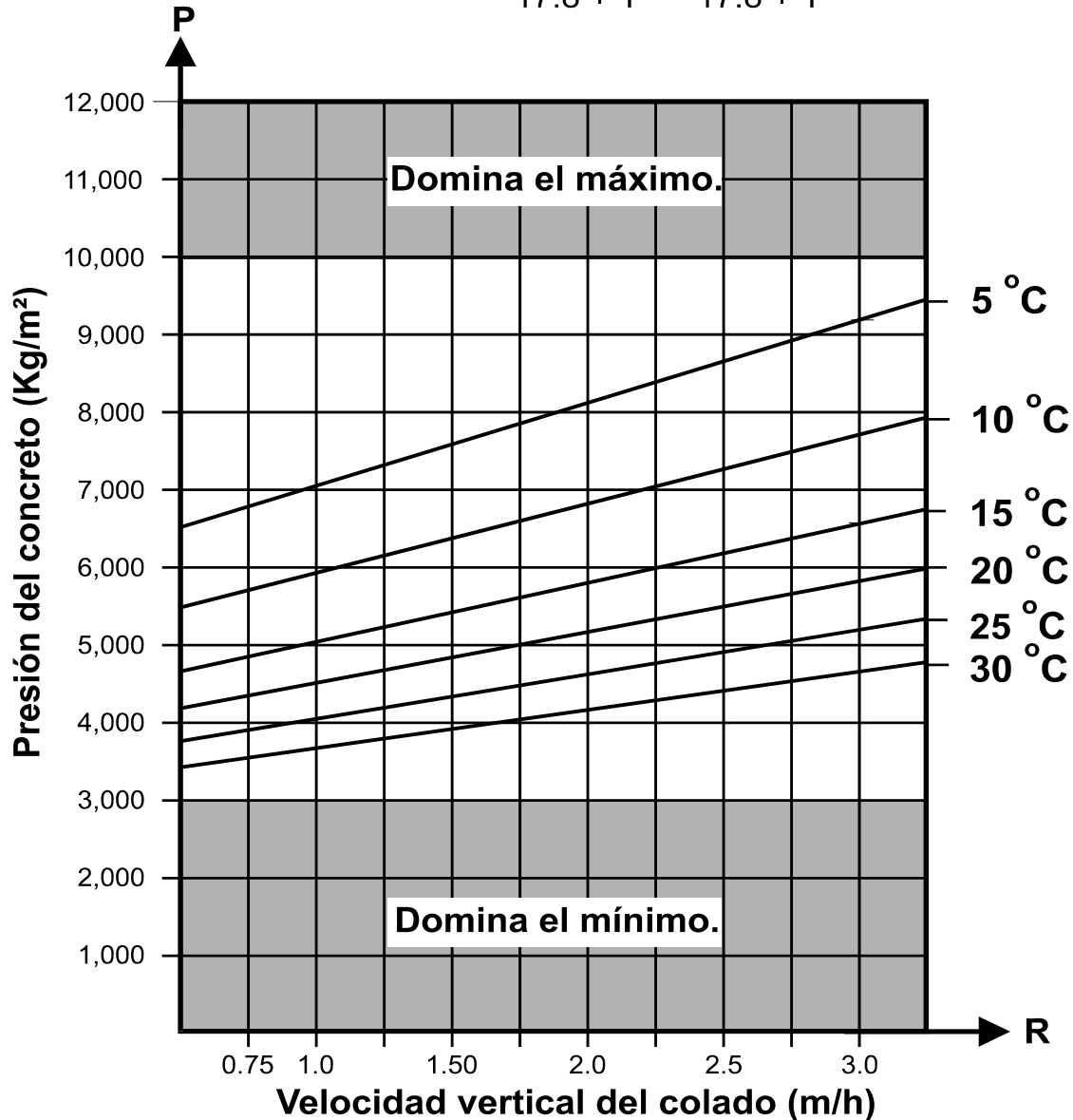
Entrar a esta gráfica con la velocidad vertical de colado (R) en metros por hora y con la temperatura (T) en grados centígrados, y leer la presión del concreto del lado izquierdo.

GRÁFICA V-17

PRESION LATERAL DEL CONCRETO EN MUROS

Fórmula (III-2A) :

$$P = 730 + \frac{118,000}{17.8 + T} + \frac{24,900R}{17.8 + T}$$



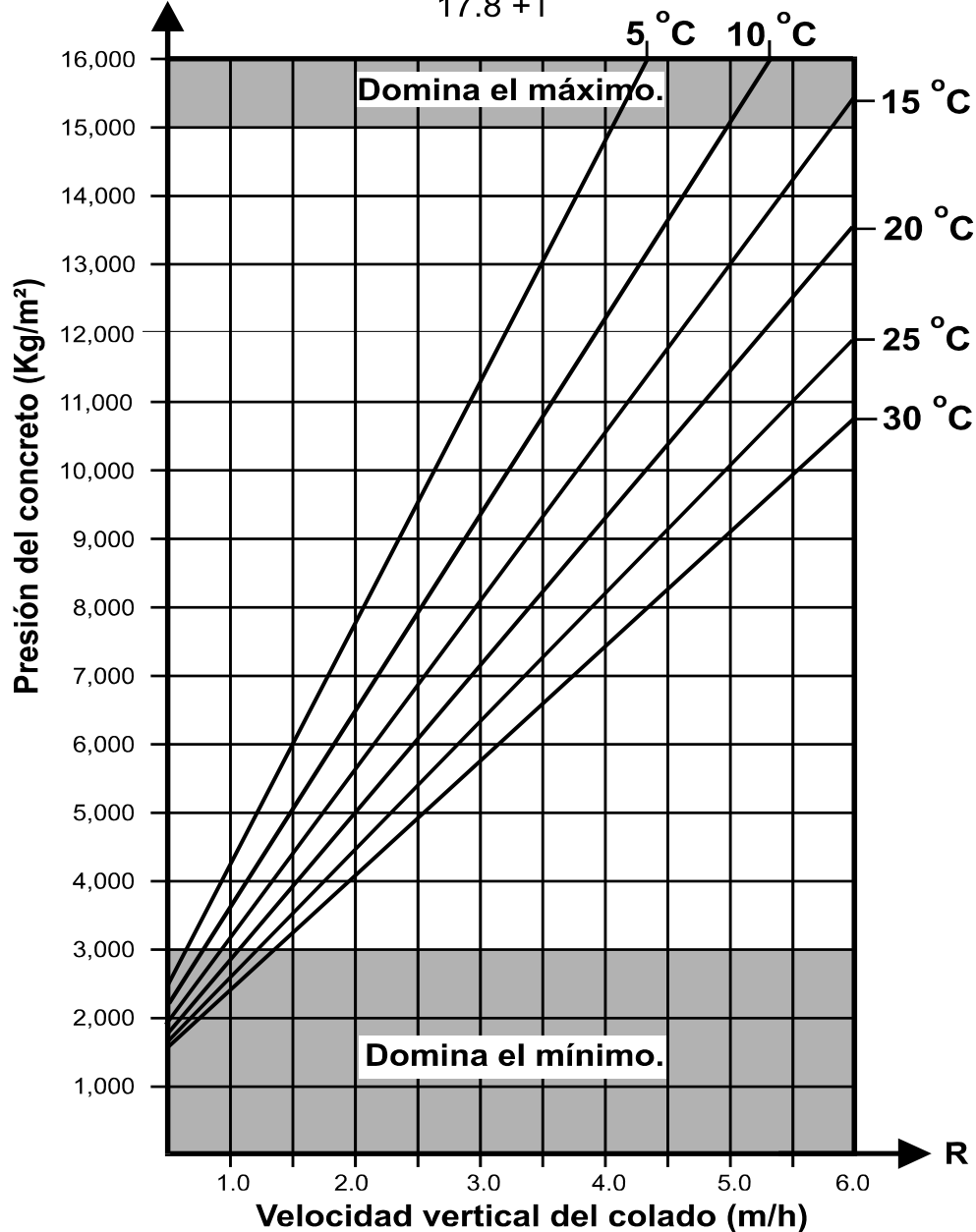
Entrar a esta gráfica con la velocidad vertical de colado (R) en metros por hora y con la temperatura (T) en grados centígrados, y leer la presión del concreto del lado izquierdo.

GRÁFICA V-18

PRESION LATERAL DEL CONCRETO EN COLUMNAS

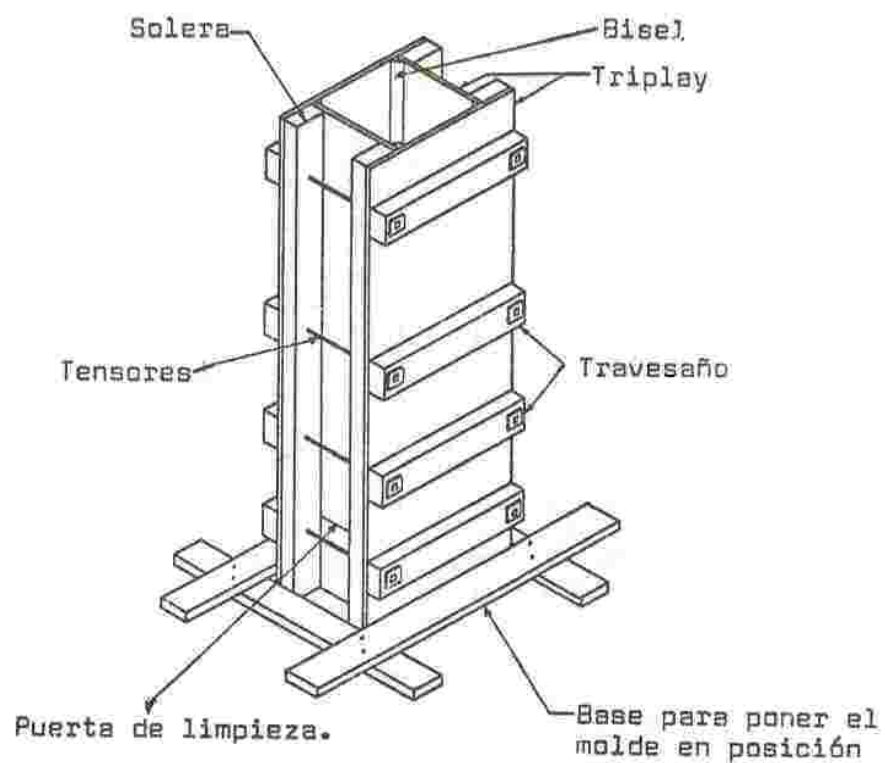
Fórmula (III-2B) :

$$P = 730 + \frac{80,000R}{17.8 + T}$$

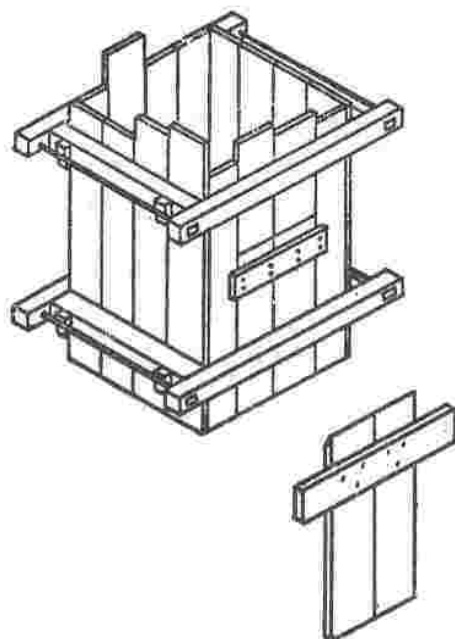


Entrar a esta gráfica con la velocidad vertical de colado (R) en metros por hora y con la temperatura (T) en grados centígrados, y leer la presión del concreto del lado izquierdo.

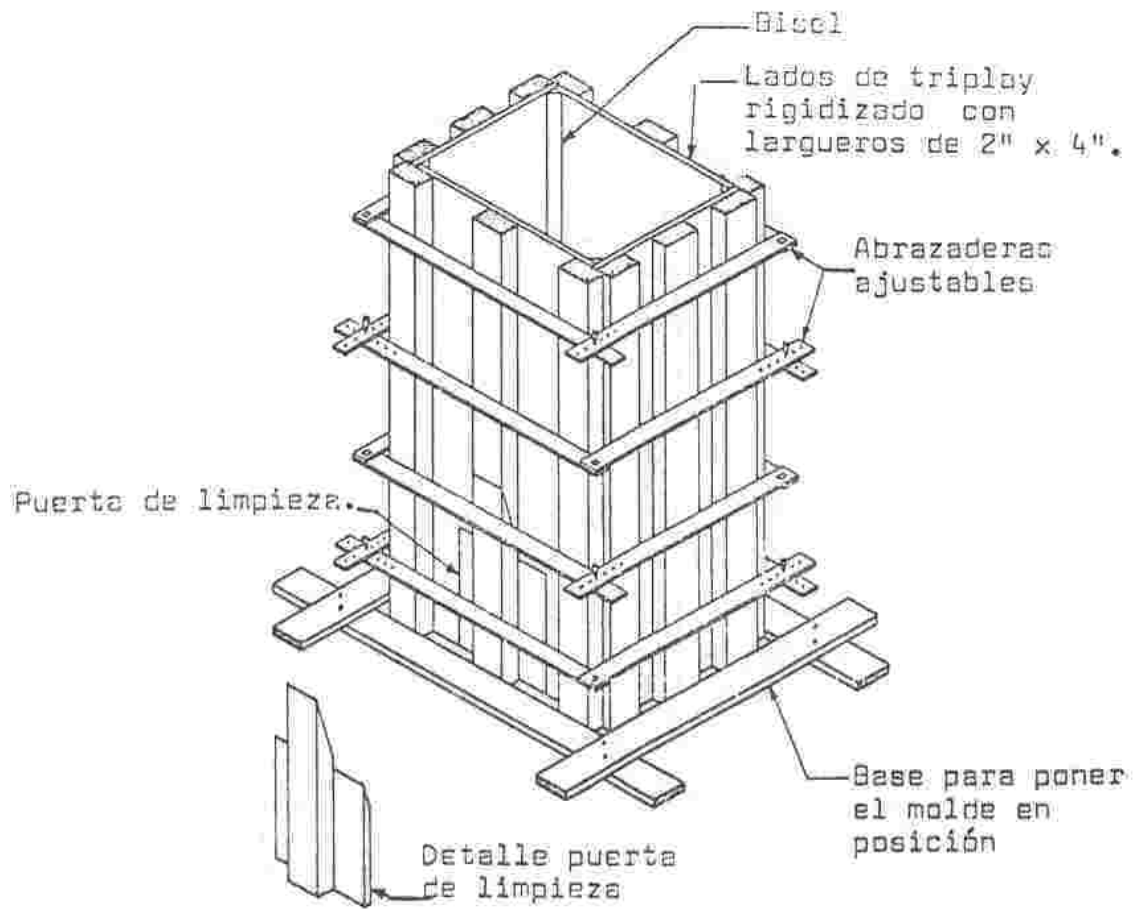
FIGURAS



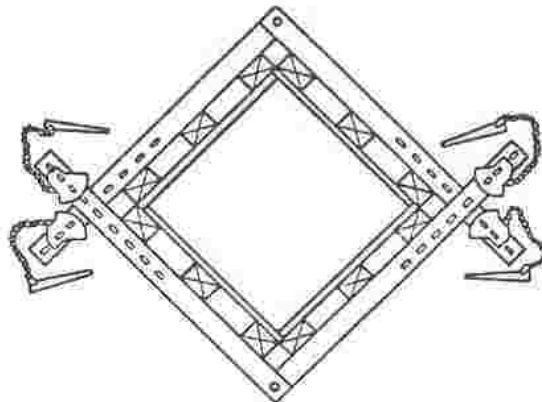
Cimbra típica para columnas ligeras.



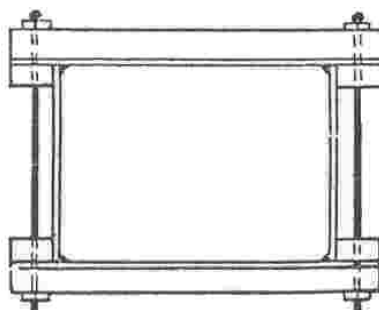
Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.



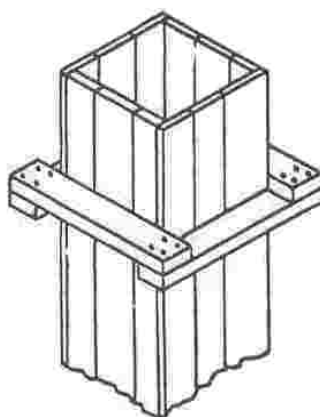
Cimbra típica para columnas



Triplay y yugos metálicos

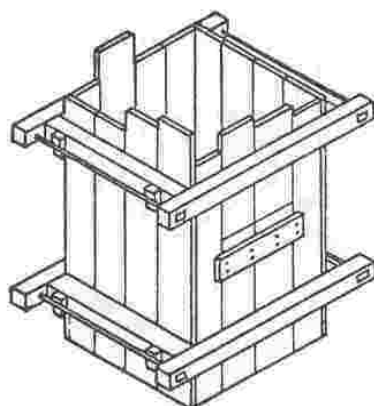


Triplay con yugo combinado
de madera y pernos

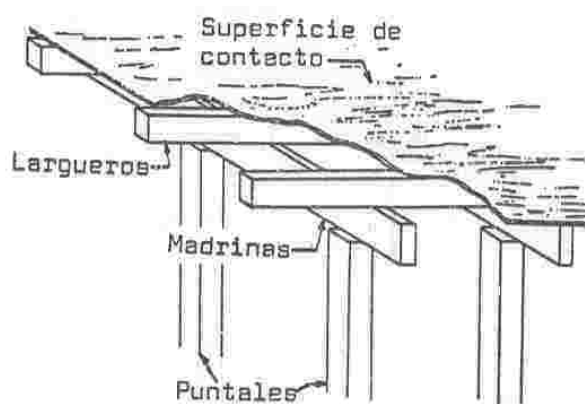


Cimbra de Columnas

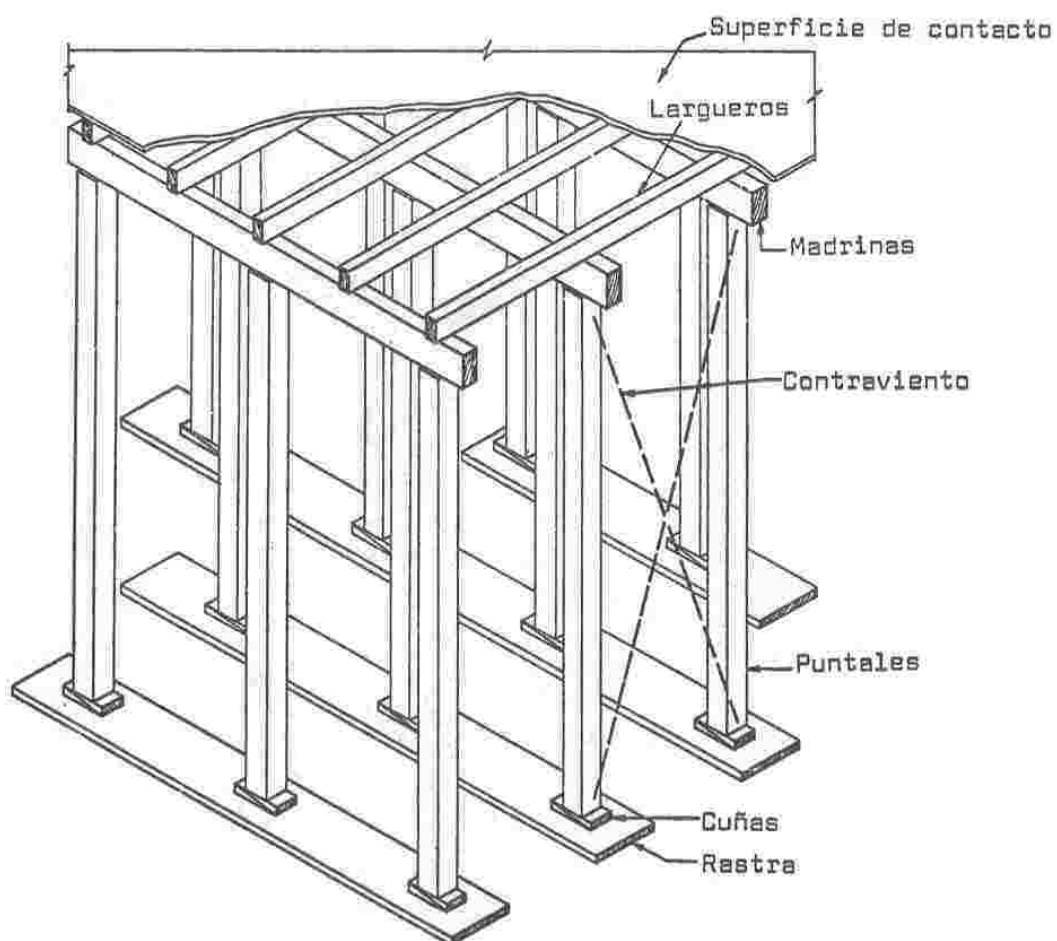
Duela de Madera con
Yugos de madera



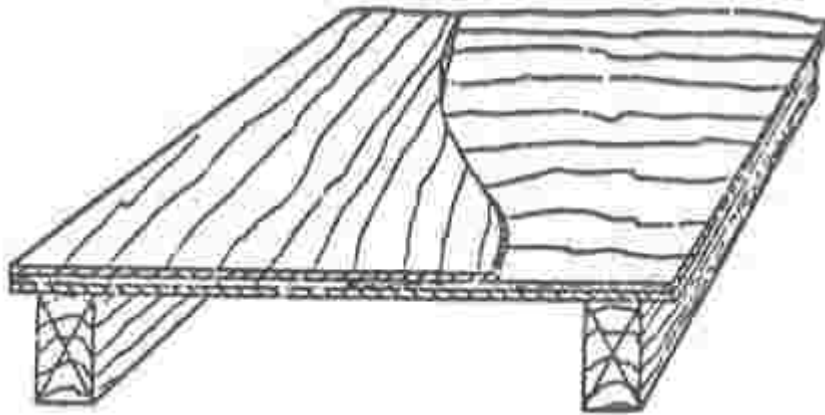
Duela de madera con
yugos combinados de
madera y pernos.



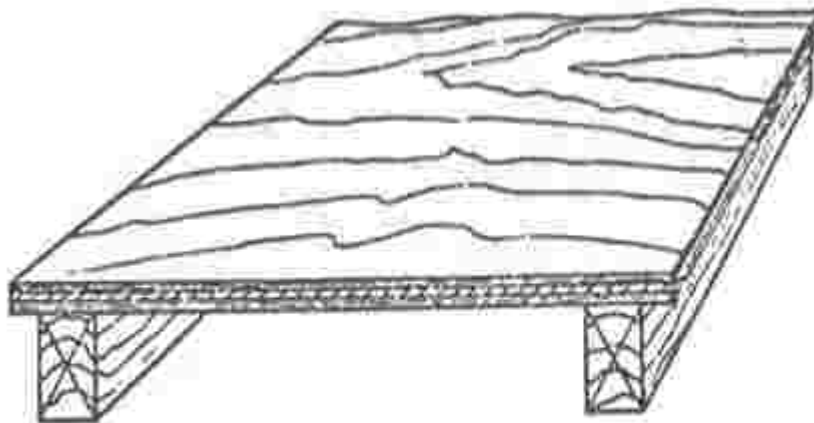
Cimbra típica de losa



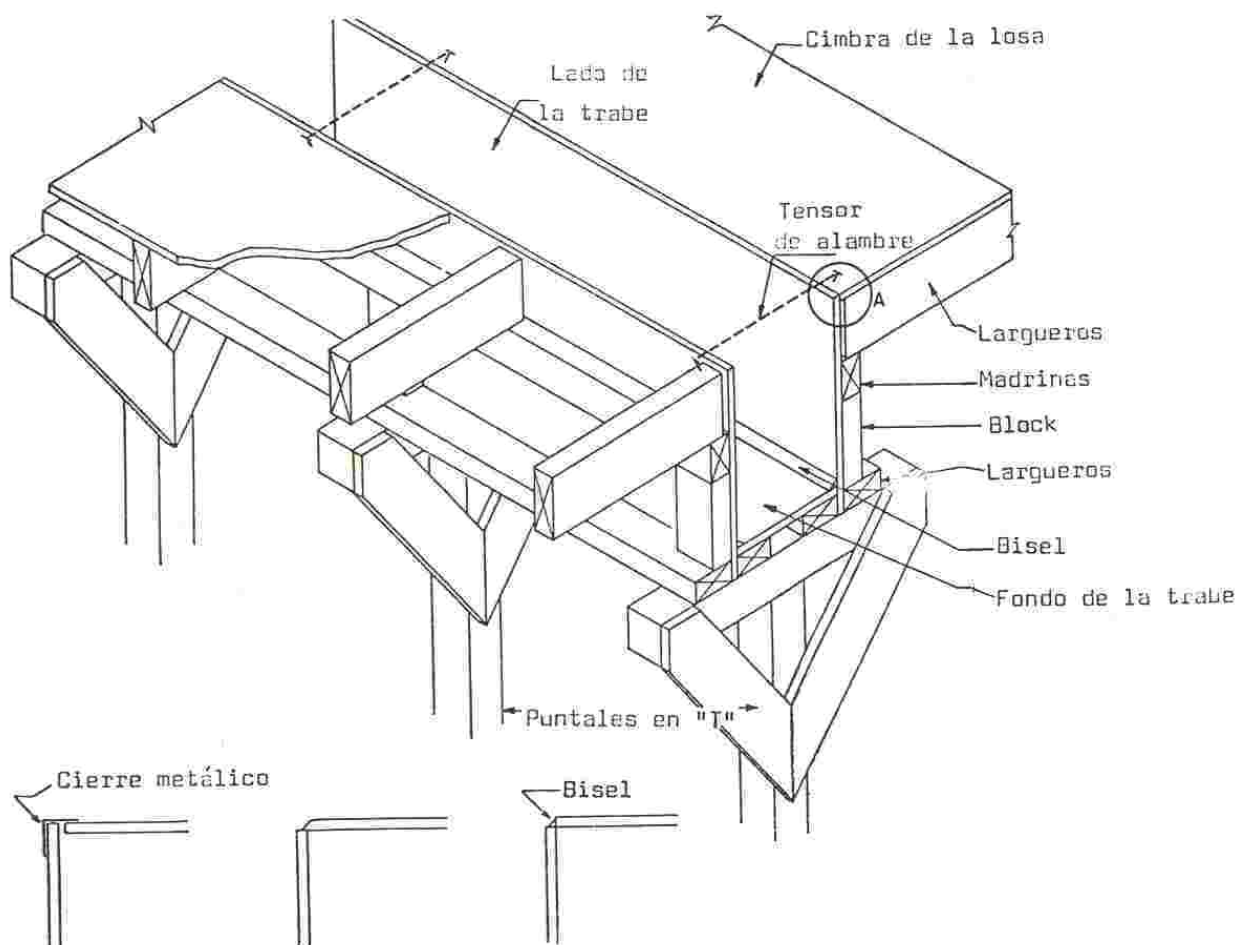
Componentes típicos para cimbra de losas.



Triplay usado en la dirección
menos resistente.



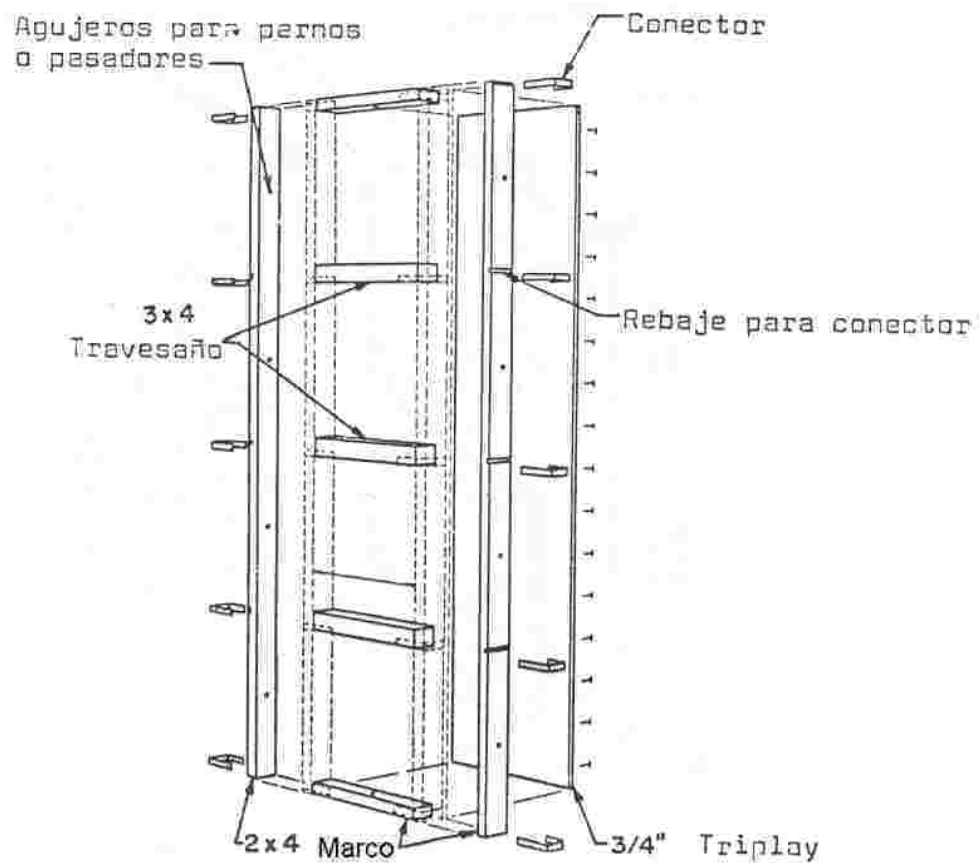
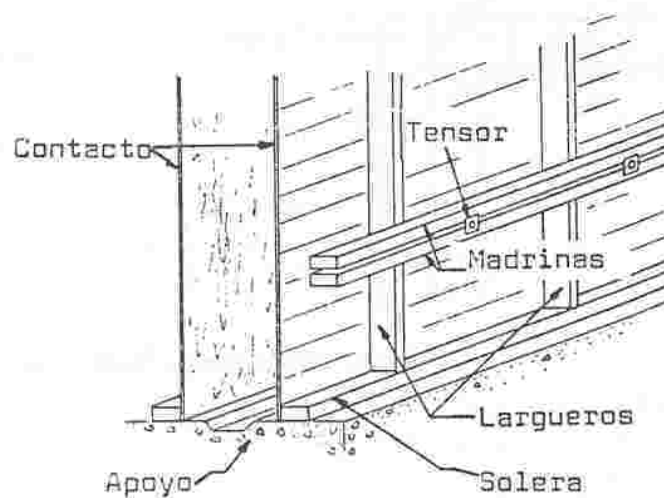
Triplay usado en la dirección
más resistente.



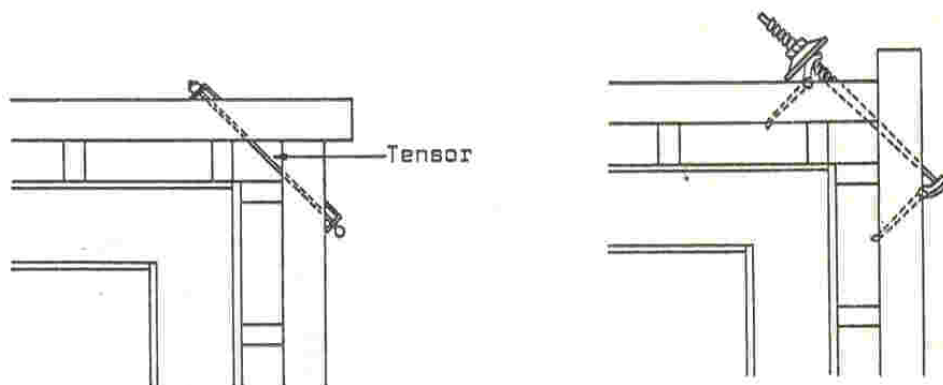
Diferentes maneras de resolver las esquinas

Arreglo típico de cimbra para trabe y losa

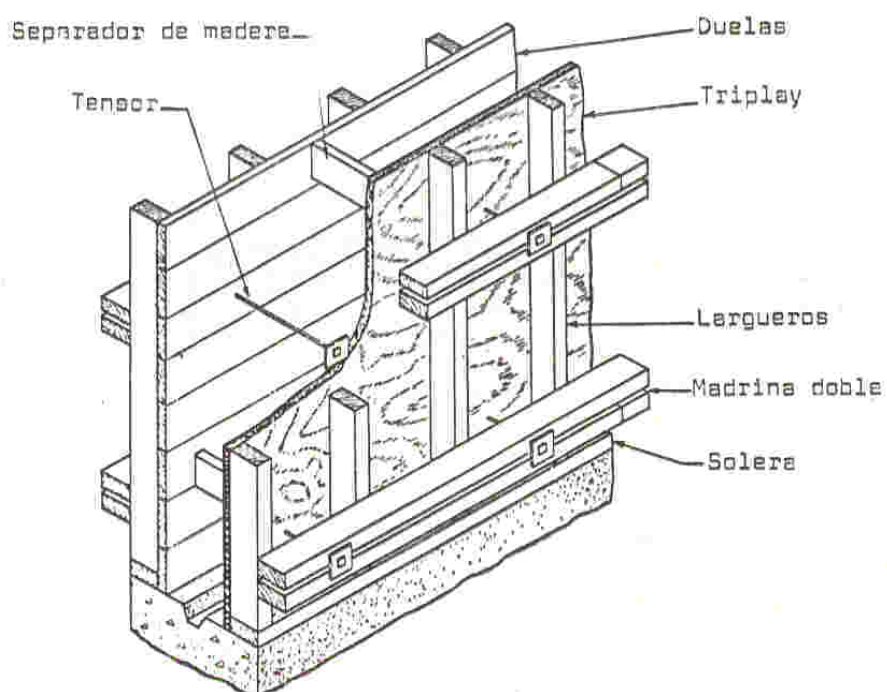
Cimbra típica de muro



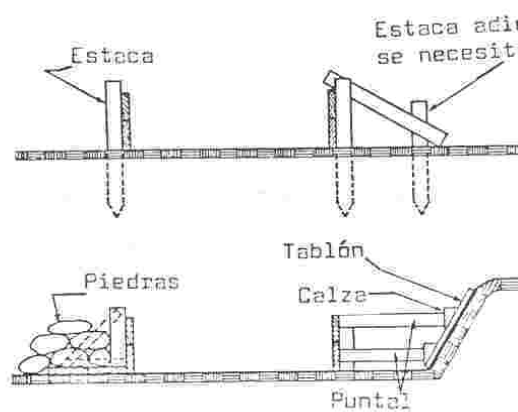
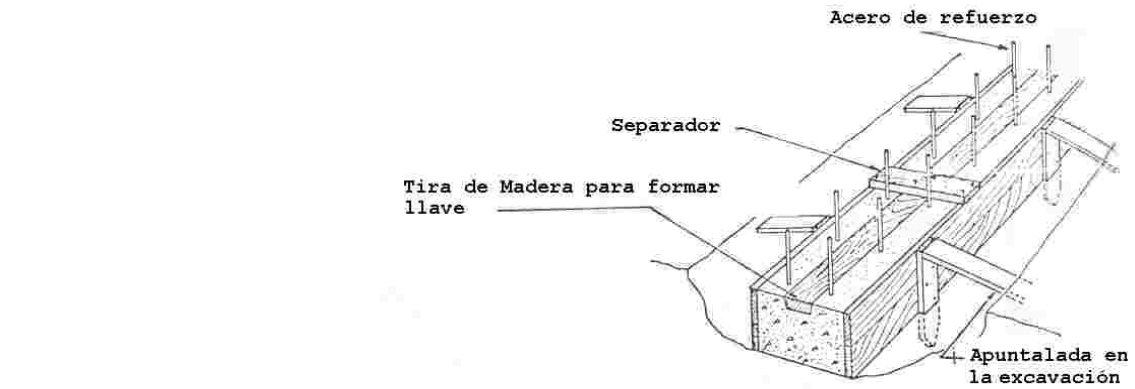
Ensamble típico de cimbra



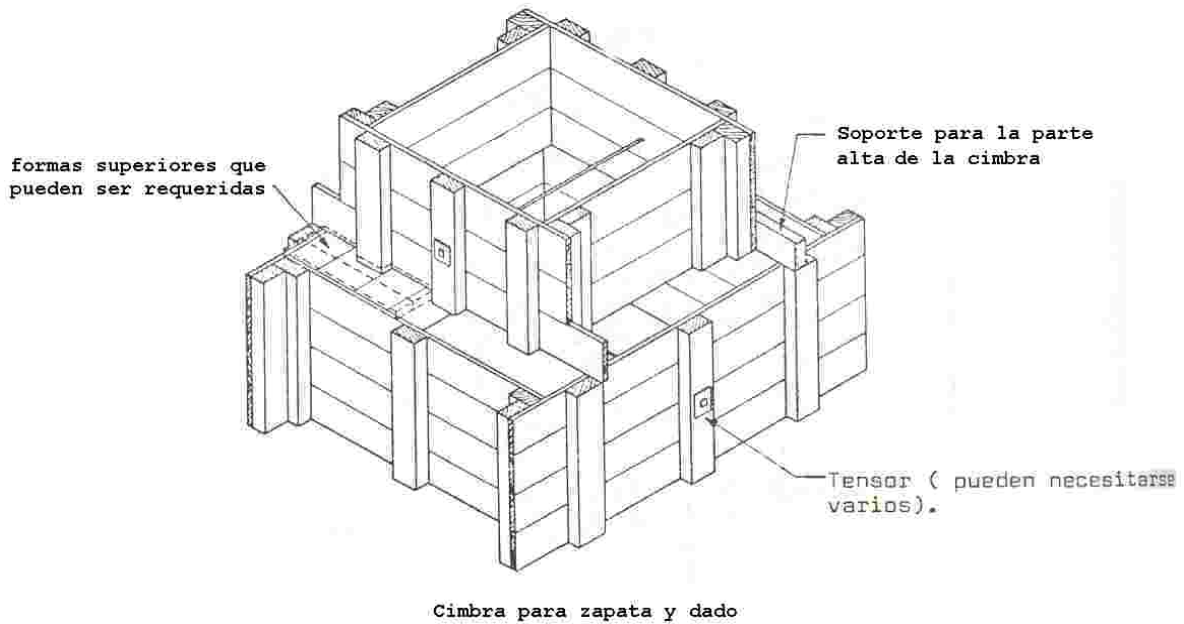
Varías formas de fijar esquinas

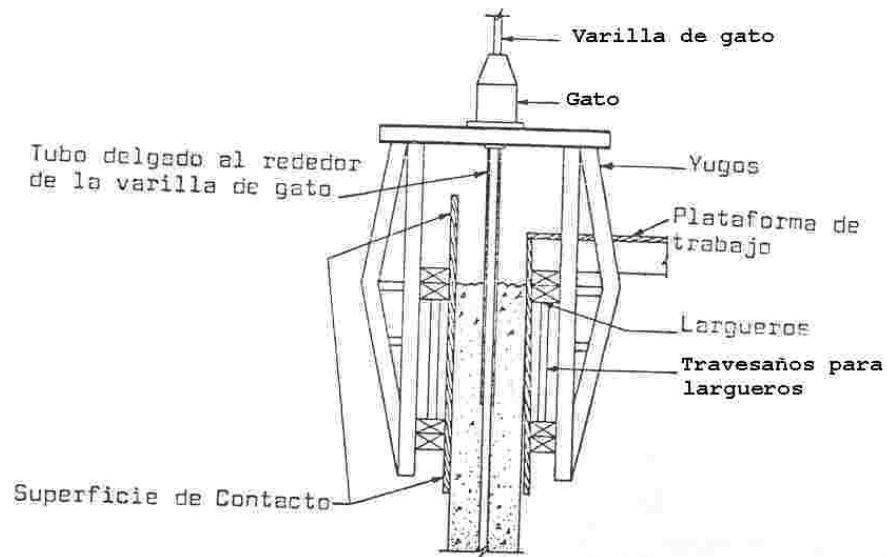


Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del - tensor.

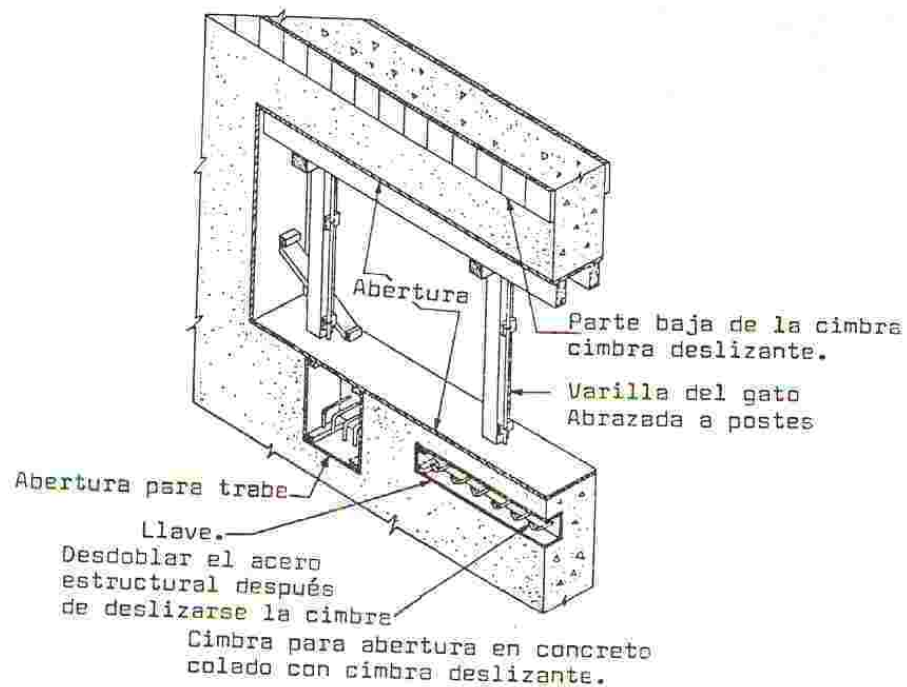


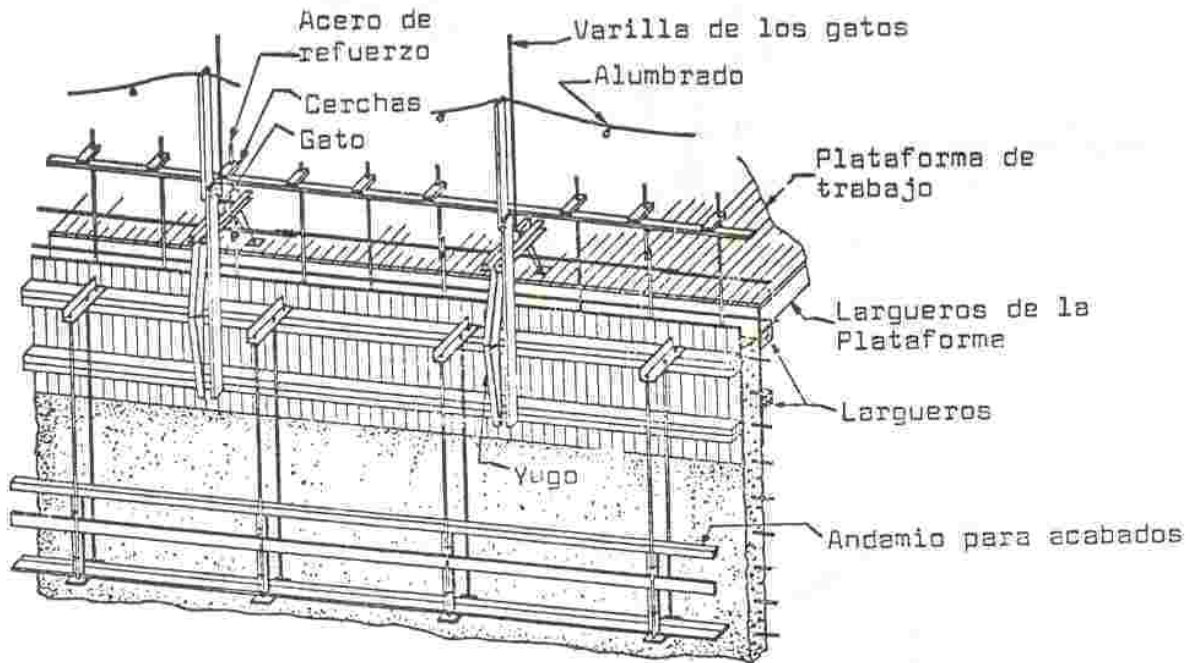
Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores



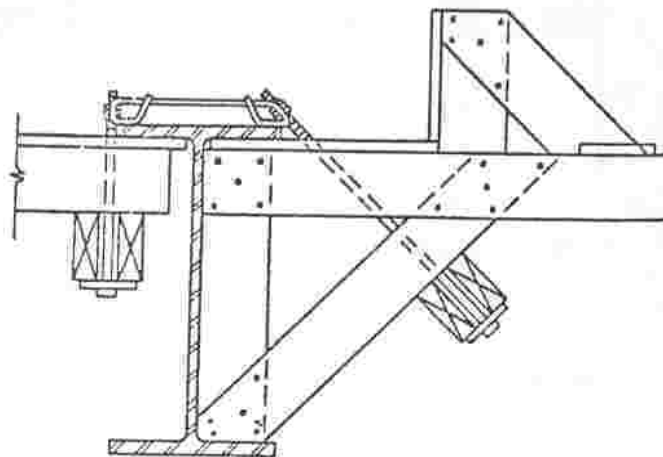


Sección Transversal de cimbra deslizante





Cimbra deslizante típica



Marco colgado con tensor inclinado para volado en viga metálica.



BIBLIOGRAFIA

FORMWORK FOR CONCRETE MARY K. HURD. ACI

Suárez Salazar, Carlos.- COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACIÓN.
Tercera Edición. Editorial Limusa.

Parker, Harry.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE MADERA.
Primera Edición. Editorial Limusa.

Harris, Edward.- EBANISTERIA y CARPINTERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN.
Editorial McGraw - Hill.

No. 404.- DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.
Instituto de Ingeniería, UNAM.

Popov, Egor P.- INTRODUCCIÓN A LA MECANICA DE SÓLIDOS.
Primera Reimpresión. Editorial Limusa.

Norris y Wilbur.- ANÁLISIS ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS.
Segunda Edición. Editorial McGraw - Hill.

Peurifoy, Robert L.- MÉTODOS, PLANTEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN.
Editorial Diana,

E - 7.- MANUAL DEL CARPINTERO DE OBRA NEGRA.
Instituto de Capacitación de la Industria de la Construcción, C.N.I.C.

Normas del A.C.I (American Concrete Institute)