

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA

FUNDACION PARA LA ENSEÑANZA DE LA CONSTRUCCION, A. C.



FACULTAD DE INGENIERIA

SEGUNDA EDICION: JULIO DE 1990
1000 EJEMPLARES
REGISTROS EN TRAMITE
TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS

PROHIBIDA LA REPRODUCCION
TOTAL O PARCIAL SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DE LA
FUNDACION PARA LA ENSEÑANZA DE LA CONSTRUCCION, A.C.

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Cd. Universitaria, México, D.F. Tel.: 548-96-69

G-610032

PRESENTACION

LA ELABORACION DE LIBROS, COMO AYUDA A LA PREPARACION DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA, SE HA CONVERTIDO EN UNA DE LAS TAREAS MAS IMPORTANTES DE LA FUNDACION PARA LA ENSEÑANZA DE LA CONSTRUCCION.

EN ESTA OCASION PRESENTAMOS EL LIBRO "DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA", EN EL CUAL SE DESCRIBEN TODOS LOS ASPECTOS RELACIONADOS CON ESTA IMPORTANTE RAMA DENTRO DE LA INGENIERIA.

TENEMOS QUE AGRADECER AL ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO, POR SU VALIOSA COLABORACION, 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 VALDES
SECRETARIO:	ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ
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 GRAL:	ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO

610032

LA FUNDACION PARA LA ENSEÑANZA DE LA CONSTRUCCION, FUNDEC, A.C., INSTITUCION SIN FINES LUCRATIVOS, FORMADA POR PROFESORES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M., TIENE COMO PRINCIPAL OBJETIVO, IMPLEMENTAR LOS MECANISMOS NECESARIOS PARA EL FOMENTO Y MEJORAMIENTO DE LA ENSEÑANZA DE LA CONSTRUCCION, PROMOVRIENDO LAS ACCIONES QUE TIENDAN AL BENEFICIO Y SUPERACION DE PROFESORES Y ALUMNOS DE INSTITUCIONES UNIVERSITARIAS EN EL AMBITO NACIONAL.

PARA EL CUMPLIMIENTO DE SUS OBJETIVOS, SE TIENE CELEBRADO UN CONVENIO DE COLABORACION Y APOYO CON LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

LA OFICINA MATRIZ DE FUNDEC, A.C., ESTA EN EL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M., SITUADA EN CD. UNIVERSITARIA, MEXICO, D.F.

I N D I C E

	Págs.
CAPITULO I	
CONCEPTOS GENERALES	9
I.1 DEFINICION DE CIMBRA	9
I.2 REQUISITOS	9
I.3 CONFORMACION	11
I.4 MATERIALES	11
I.5 CIMBRADO	12
I.6 CIMBRAS ESPECIALES	13
 CAPITULO II	
TIPOS Y RESISTENCIA DE MADERA	14
II.1 IMPORTANCIA DE LA MADERA	14
II.2 CLASIFICACION DE LA MADERA	14
II.3 ESTRUCTURA DE LA MADERA	16
II.4 ASERRADO	18
II.5 CURADO O SECADO DE LA MADERA	21
II.6 CLASIFICACION DE LA MADERA BLANDA ASERRADA	23
II.7 DEFECTOS DE LA MADERA	24
II.8 MADERA LAMINADA	26
II.9 CUANTIFICACION	27
II.10 RESISTENCIA DE LA MADERA	29

Págs.

CAPITULO III

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	49
III.1 CARGAS Y PRESIONES	49
III.2 PRESION LATERAL DEL CONCRETO	52
III.3 DISEÑO DE COLUMNAS O POSTES	56
III.4 DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION	58
III.5 COMBINACION DE FLEXION Y CARGA AXIAL	60
III.6 ESFUERZO CORTANTE	61
III.7 FLECHA	62
III.8 PANDEO LATERAL	63
III.9 ELEMENTOS DE UNION	63

CAPITULO IV

EJEMPLOS	69
IV.1 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO	69
IV.2 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA	78
IV.3 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE	85
IV.4 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA	88

CAPITULO V

AYUDAS DE DISEÑO	94
TABLA V-1 PROPIEDADES DEL TRIPLAY	94
TABLA V-2 RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY	95

	Págs.
TABLA V-3 CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS	95
TABLA V-4 PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE MUROS	96
TABLA V-5 MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS	97
TABLA V-6 MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVENTEOS DE CIMBRAS DE LOSAS	98
TABLA V-7 MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVENTEOS DE CIMBRAS DE MUROS APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE	99
TABLA V-8 ESFUERZOS PERMISIBLES EN FUNCION DEL PESO ESPECIFICO DE LA MADERA	100
TABLA V-9 ESFUERZOS PERMISIBLES SEGUN NORMA C-18-1946	101
TABLA V-10 DIMENSIONES MAXIMAS PERMISIBLES EN LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL	101
TABLA V-11 LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 Y V-40	102
TABLA V-12 ESFUERZOS PERMISIBLES (CLASIFICACION VISUAL)	102
TEMPERATURA DE DISEÑO PARA EL CALCULO DE LA PRESION LATERAL EN MUROS Y COLUMNAS	103

	Págs.
CARGAS PARA EL DISEÑO DE LOSAS	106
PRESION LATERAL DE CONCRETO	108
MINIMA FUERZA LATERAL PARA CONTRAVENTEO DE LOSAS	109
CARGA RESISTENTE DE PUNTALES	110
NORMA OFICIAL DE CALIDAD PARA TABLAS Y TABLONES DE	
<hr/>	
ESQUEMAS DE CIMBRAS USUALES	117
BIBLIOGRAFIA	137

CAPITULO I

CONCEPTOS GENERALES

I.1 DEFINICION 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 su fraguado final y consecuentemente, 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.

I.3 CONFORMACION

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

- a) Cimbra de Contacto.
- b) 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.

I.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.

I.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 se aplicará a las maderas, en lo posible, antes de su colocación en los cimbrados. En todo caso, el aceitado se hará antes de la colocación de los refuerzos. Antes del vertido del concreto, las cimbras se humedecerán debidamente. Las juntas no permitirán escapes de lechada de concreto.

La fijación de las cimbras y sus diferentes ele-

mentos ha de ser tal, que permita la remoción sin producir daños o vibraciones 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 las 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. Debido a que 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 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 depósi-- tos de minerales pueden terminarse después de unos años de explotación, pero los bosques pueden renovarse en un periodo de tiempo relativamente corto si se manifiesta_ un programa de reforestación.

II.2 CLASIFICACION 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 -- las conservan todo el año, como el abeto, pino, cedro, - pinabeto, etc. Las maderas blandas se usan para cimbras, construcción de casas, aislamiento, etc.

Maderas duras.- Proviene de árboles de hoja ancha. 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, - etc. 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.



Agujas de
abeto



Hoja 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.- La corteza exterior de un árbol 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.

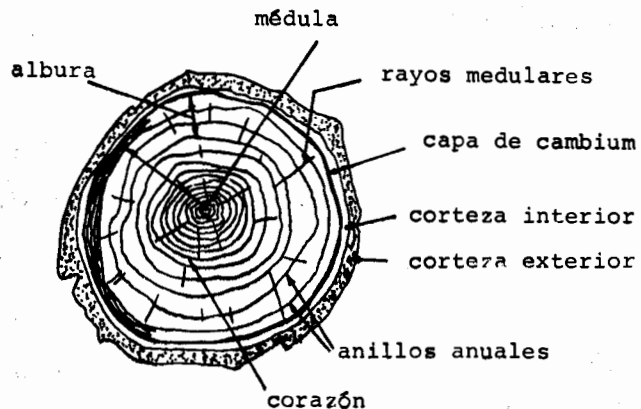
Corazón.- Cuando el árbol se hace viejo, las capas de albura gradualmente se convierten en el corazón. Las células del corazón están llenas con resinas y gomas

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.

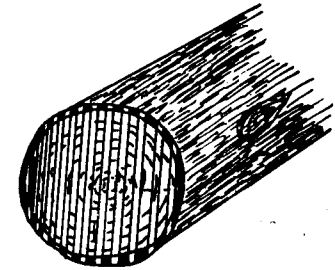


Corte transversal de un tronco de árbol.

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.



Aserrado Sencillo

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 fácilmente que las de enmedio. 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.

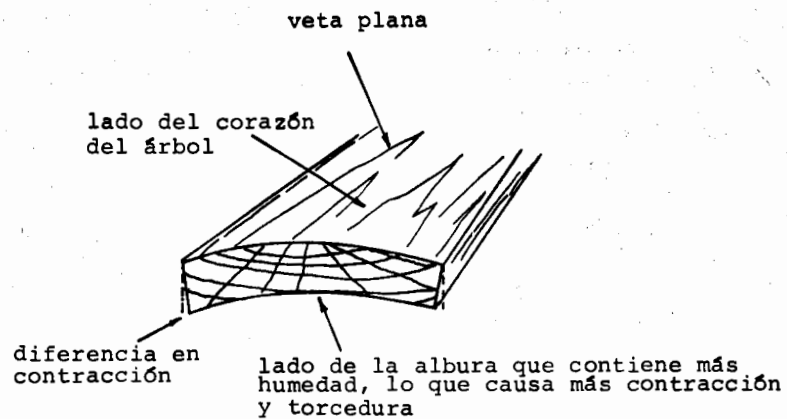
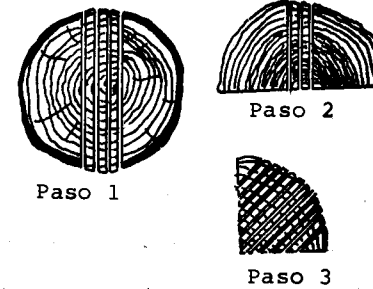


Tabla de Aserrado Simple

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.

veta plana
(patrón floral)

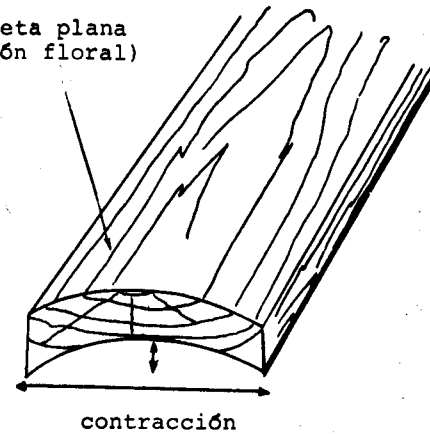


Tabla aserrada simple

orilla
de la veta

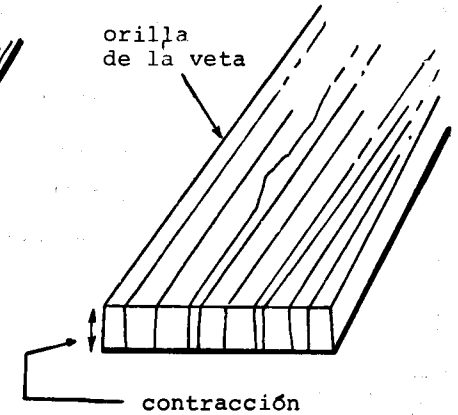


Tabla aserrada en cuartos

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.

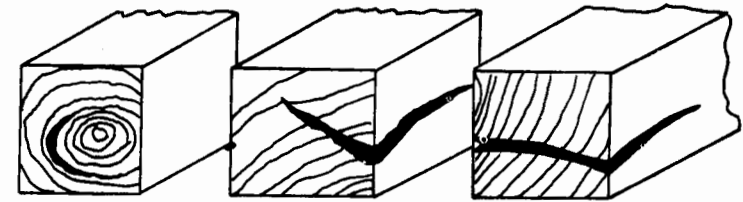
- La pudrición es la desintegración de la sustancia línosa debida al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad, porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. Generalmente es difícil determinar el alcance de la pudrición; por tanto,

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 una 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 toma 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.



Reventadura

Grieta

Rajadura

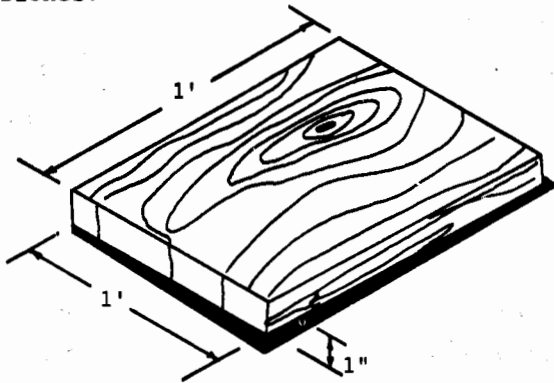
II.8 MADERA LAMINADA

La madera laminada o terciada se fabrica remojando troncos en agua caliente (aproximadamente 65°C o 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 4 -

por 4 pies y 4 por 8 pies (1.22 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 CUANTIFICACION

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 proponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón:

$$A) \frac{a'' \times b'' \times c'}{12} = P. T.$$

$$B) \frac{a'' \times b'' \times c \text{ mts.}}{3.657} = P. T.$$

"a" es la dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

"b" es la dimensión media de la pieza en pulgadas.

"c" es la dimensión máxima de la pieza en pies o en metros.

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 (m² 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 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 apa

rente 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:

C o n c e p t o	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:

$$N = \frac{P \quad Q}{P \operatorname{sen}^2 \theta + Q \operatorname{cos}^2 \theta}$$

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-18-1946 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-18-1946 de la D.G.N., se muestran a continuación:

DIRECCION GENERAL DE NORMAS

NORMA OFICIAL DE CALIDADPARATABLAS Y TABLONES DE OCOTEI.- DEFINICION 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 III.

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.- CLASIFICACION 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).- Su 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:

<u>T A B L A I</u>				
Ecuadrías en mm.		Tolerancias		Longitudes usuales en metros
Espesores.	Anchos.	en exceso en las escuadrías.		
TABLONES		Esp. Ancho		Desde 2.50 m. en adelante con au- mento progresivo de 30 cm.
30 a 100	100 a 400	2.5	10 mm.	
TABLAS				
10 a 30	100 a 400	1.5	10 mm.	

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 diáme

tros 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 10 mm. como máximo.

d).- En su manufactura se admite el grano rasposo levantado y desgarrado ligero y mediano. No permitiéndole torceduras.

e).- En su corte se admiten discrepancias de 2.5 y 5 cm. en el espesor y 1 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 II.

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

T A B L A I IDIAMETRO MAXIMO DE LOS NUDOS ADMISIBLES, EN LAS TABLASY TABLONES MAS USADOS.

Sección de la Tabla o Tablón. Grueso en mm.		Ancho mm.	Diámetro del nudo en 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	152	50.8
19.0	x	203	63.5
19.0	x	254	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 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 II 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 tablonos de - segunda, pero en este grado pueden tolerarse 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 Tablonos de Desecho.-

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

T A B L A I I I

TABLONES

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

TABLAS

Grueso en mm.	Ancho en mm.	Largo en m.					
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	"	"	"	"	"	"
25	152, 203, 254 y 304	"	"	"	"	"	"
38	152, 203, 254 y 304	"	"	"	"	"	"

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 I y III y se determinan valiéndose de una cinta métrica hasta de un 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 tomando en consideración la capacidad de la estufa de que dispongan, se partirán las fracciones de las muestras en pequeñas virutas, poniendo 2 ó 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 = Al peso del ejemplar seco, y

P' = Al 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 tablonos del lote de entrega.

Con los datos anteriores, se puede considerar la siguiente tabla de esfuerzos permisibles (en Kg/cm^2):

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 ($\times 10^3$)				
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 más 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 64 por ciento de la correspondiente a madera sin defectos y así sucesivamente. Para conseguir esta clasificación, se tienen las siguientes tablas:

Dimensiones Máximas Permisibles de los Nudos en un Elemento Estructural, en Centímetros.

Limitaciones a los Defectos para calidades V-75, V-65, V-50 y V-40.

DIMENSIONES MAXIMAS PERMISIBLES DE LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, EN CM.

Dimensión nominal de la cara consi- derada.	Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elemen- tos 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
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

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 <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	1/3 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	1/2 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	3/5 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>
Desviación de la fibra - (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	1/8 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	1/4 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>	1/4 de la <u>ca</u> <u>ra considera</u> <u>da.</u>

Así pues, de acuerdo al R.D.F., los esfuerzos -- permisibles para madera clasificada estructuralmente en forma visual para todas las especies, son los siguientes:

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 10 ³)				
Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

* valores en kg/cm²

** fuente: R.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 intangible que tome en cuenta las variaciones de los esfuerzos permisibles de un ele-

mento 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:

MADERA PARA CIMBRA
PRUEBAS DE COMPRESION

MUESTREADAS EN: FOVISSSTE COAPA II

Relación de Esbeltez: 2 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" x 4"

Muestra	Area cm ²	Carga 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	397.8
8 - 2	73.8	28,200	382.1
9 - 1	62.9	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.

MADERA PARA CIMBRA
PRUEBAS DE FLEXION

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	47.0	6,300	598
4 - 1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4 - 2	8.8	8.4	44.0	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	45.0	5,050	546
6 - 2	9.0	7.3	45.0	3,900	445
7 - 1	8.8	8.3	44.0	3,750	385
7 - 2	8.8	8.2	44.0	6,900	717
8 - 1	9.2	8.2	46.0	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	45.0	4,050	450
10 - 1	9.6	7.6	48.0	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.

CAPITULO III

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

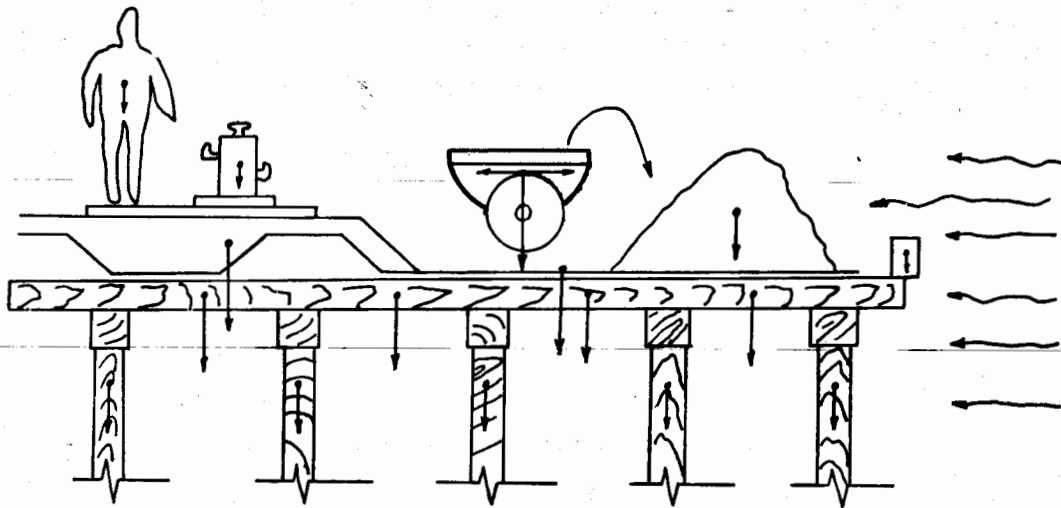
III.1 CARGAS Y PRESIONES

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.



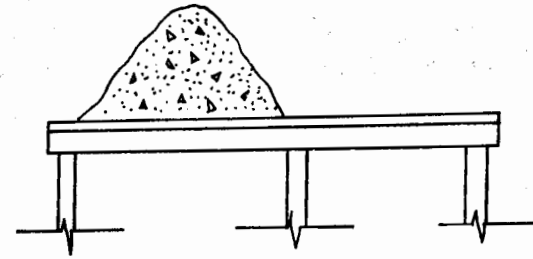
Cargas y presiones sobre una cimbra

Peso propio.- La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 Kg/m^2 . Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto más la carga viva, puede despreciarse.

Cargas vivas.- El comité 622 del A. C. I., recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 Kg/m^2 , de proyección horizontal, que incluye el peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si usan volquetes motorizados, esta carga debe incrementarse hasta 400 Kg/m^2 .

Alternancia de cargas.- Cuando las formas son

continuas, el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



Alternancia de Cargas

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

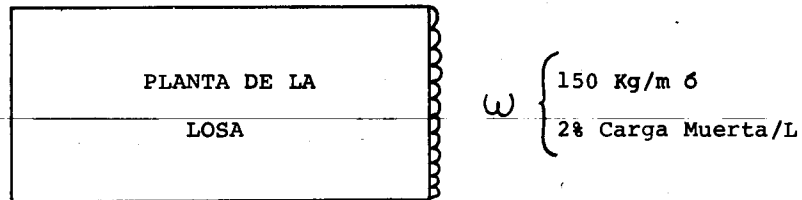
Cargas laterales.- Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El comité 622 del A.C.I., recomienda las siguientes cargas mínimas laterales:

a) En losas.- 150 Kg/m. de borde de losa, o 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.

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 líquido. A medida que fragua el concreto, cambia de líquido 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 líquido varía con la temperatura y con la velocidad de llenado. Si las formas se llenan a una velocidad de 2 m por hora, la presión máxima será mayor que si se llenara a una velocidad 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 líquido 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/m^2 -- 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 (R) menor o igual a 2 metros/h:

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

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

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

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

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

- C) Para columnas.

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

Con un máximo de 15,000 Kg/m² y un mínimo de 3,000 Kg/m² pero en ningún caso mayor de wh.

En las fórmulas anteriores:

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

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

T= Temperatura vertical de colado (°C).

w= 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 DISEÑO DE COLUMNAS O POSTES

a) Notación:

- A.- área de la sección transversal del miembro (cm^2).
- c.- esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (Kg/cm^2), corregido por esbeltez.
- d.- mínima dimensión transversal del miembro o de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).
- E.- Módulo de elasticidad a compresión (Kg/cm^2)
- L.- Longitud de extremo a extremo de las columnas de un solo tramo, ya sean simples o espaciadas, o bien, la distancia de centro a centro de los apoyos laterales en columnas continuas (cm).
- P.- carga axial (Kg)
- fc.- esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra (Kg/cm^2).

b) Clasificación.- Las columnas a que pueden -- aplicarse estas especificaciones se clasifican en simples, compuestas y espaciadas:

- Las columnas simples están formadas de una sola pieza.

- Las columnas compuestas están formadas por dos o más miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados a sus extremos por empaques y pernos o conectores, que resistan la fuerza cortante que existe en las columnas, debida a su deformación.

c) Columnas simples.- El esfuerzo permisible en columnas simples de madera de sección rectangular, se valuará de conformidad con la siguiente expresión:

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

Es lo normal que una columna de madera se use en lugar seco y que cuando menos se haya curado superficialmente antes de aplicarle la carga máxima.

d) Columnas espaciadas.- Todas las piezas que -- constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también -- igual a dicha dimensión.

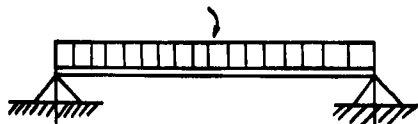
e) Columnas compuestas.- La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada.
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

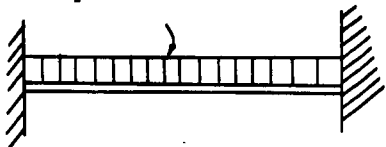
Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

III.4 DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION

Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante que para el caso:



Y para el caso:



$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{12}$$

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio:

$$M \text{ flex. max.} = \frac{\omega l^2}{10}$$

Después de obtenido el momento máximo podremos dimensionar nuestro elemento a través de la fórmula de la esquadria:

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

Donde:

M.- momento flexionante

f_m.-esfuerzo permisible a flexión

I.- momento de inercia

y.- distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

Se tienen las siguientes salvedades:

- Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

- Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm, se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

III.5 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.

A = área de la sección transversal de la pieza (cm²):

E = módulo de elasticidad (Kg/cm²).

f_m = esfuerzo permisible a la flexión (Kg/cm²)

I = momento de inercia (cm⁴).

M = momento flexionante (Kg/cm).

S = módulo de sección (cm³).

En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

III.6 ESFUERZO CORTANTE

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales. Podemos considerar la tendencia de una viga a fallar cayendo 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 hay 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.

El criterio puede generalizarse para todos aquellos elementos de una estructura sujetos a esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los $2/3$ de su valor calculado.

El esfuerzo cortante se revisará con la expresión:

$$\frac{3 V}{2 b d_1} \cdot \frac{d}{d_1} \leq v_p$$

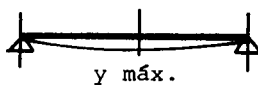
donde:

d_1 .- peralte efectivo

III.7 FLECHA

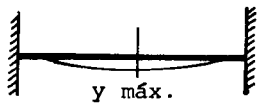
La deformación máxima, provocada por la flexión, se le denomina comúnmente flecha máxima; su valor depende principalmente del claro "l" y es función directamente proporcional de la carga por metro " ω ", el módulo de elasticidad "E", y el momento de inercia centroidal de la sección "I".

Para el caso



$$\frac{5 \omega l^4}{384EI} = y \text{ máx.}$$

Para el caso



$$\frac{\omega l^4}{384EI} = y \text{ máx.}$$

Por lo que se acostumbra diseñar para la condición:

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

Existen dos criterios para los límites de λ : el americano que recomienda y $\lambda_{\text{máx.}} = \frac{1}{360}$ del claro, y el europeo, que indica y $\lambda_{\text{máx.}} = \frac{1}{500}$ del claro.

Si aceptamos estos límites, tendremos dos fórmulas que, aplicadas a una sección y a una carga por metro dadas, nos permiten encontrar " λ ".

$$\begin{array}{cc} \text{Americano} & \text{Europeo} \\ \lambda = \sqrt[3]{0.355 \frac{EI}{\omega}} & \lambda = \sqrt[3]{0.256 \frac{EI}{\omega}} \end{array}$$

donde:

ω .- Carga vertical repartida en Kg/cm

E.- Módulo de elasticidad.

I.- Momento de inercia de la sección considerada en cm^4 .

III.8 PANDEO LATERAL

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

III.9 ELEMENTOS DE UNION

a) Generalidades.- Para determinar la capacidad de los distintos elementos de unión tales como los cla-

vos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

-
- Coníferas livianas $\gamma \leq 0.5$
 - Coníferas densas $\gamma > 0.5$
 - 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:

$$P = K D^3/2$$

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:

$$P = K D^2$$

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.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

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 = doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.) para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla:

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:

$$P = 0.66 f_c t D K$$

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

b) Carga aplicada normal a la fibra.

$$P = 0.66 f_c t D K_2$$

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	0.68	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.

V. 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.1 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO

Datos:

- El muro tendrá 4.50 m. de altura.
- El colado se hará a razón de $R = 1.00$ m/h con vibrador.
- El colado se efectuará en verano en San Luis Potosí, S.L.P., $T = 20^{\circ}\text{C}$ (ver mapas 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 $\delta = 0.6$ que miden 1.20 x 1.40 m. y tensores de 2,000 Kg. de capacidad.

Solución:

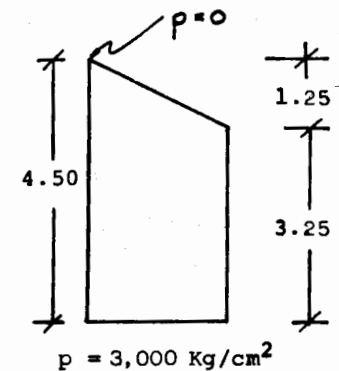
a) Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla V-4 para $R = 1.00$ m/h y $T = 20^{\circ}\text{C}$ tendremos:

P máx: 3,000 Kg/m²

Profundidad a la que se alcanza la máxima presión:

$$\frac{3,000}{2400} = 1.25 \text{ m.}$$



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

Revisión por flexión:

$$M \text{ máx.} = \frac{\omega l^2}{10}$$

donde:

ω : Carga uniformemente distribuida en Kg/m

l: Claro en m.

M: momento flexionante en Kg-m

por lo que para obtener M en Kg - cm:

$$M = \frac{\omega l^2}{10} \times 100 = 10\omega l^2$$

Momento resistente:

$$M_r = fs$$

donde:

s: módulo de sección en cm^3

f: esfuerzo admisible en flexión en Kg/cm²

M_r : momento resistente en Kg - cm.

igualando momentos:

$$fs = 10\omega l^2$$

de donde:

$$l = \sqrt{\frac{fs}{10w}} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{w}}$$

de la tabla v - 8, basada en el Reglamento de Construcciones del D.F., tendremos: $f = 196\gamma$ (γ = Densidad de la madera).

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

$$f = (196) (0.6) = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_{ad.} = (120) (1.25) = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

por otro lado, consideramos s para 1.00 m. de ancho, de la tabla V - 1, tendremos:

$s = (100) (0.3598) = 35.98 \text{ cm}^3$ por lo que finalmente, tendremos:

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{(150) (35.98)}{3,000}} = 0.43 \text{ m.}$$

l máxima por flexión = 0.43 m.

Revisión por flecha:

$$\text{considerando } y \text{ máx.} = \frac{3wl^4}{384 EI} \times 10,000$$

$$\text{y máx. admisible} = \frac{1}{360}$$

donde:

y máx : flecha máxima en m.
 l : claro en m.
 E : Módulo de elasticidad en Kg/cm^2
 I : Momento de inercia en cm^4 .

igualando flechas:

$$\frac{1}{360} = \frac{3 \omega l^4}{384 EI} \times 10\,000$$

$$= 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

de la tabla V-8 : $E = 196\,000 \text{ Kg/cm}^2$

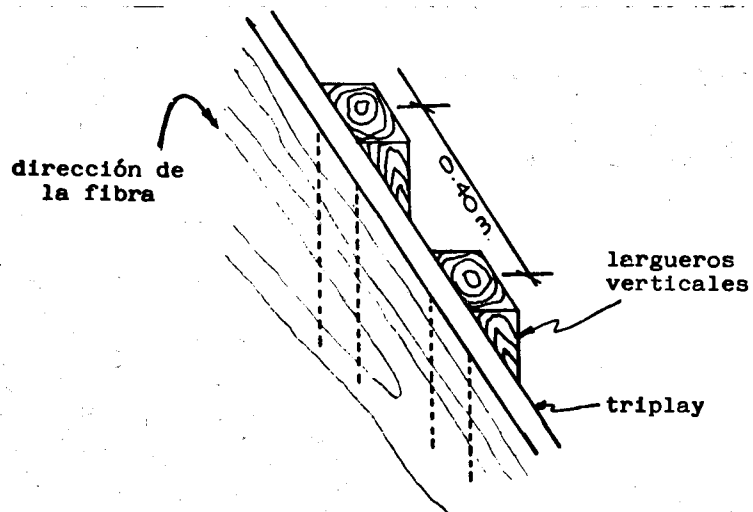
$$E = (196\,000) (0.6) = 117\,600 \text{ Kg/cm}^2$$

de la tabla V - 1, $I = 0.3413 \text{ cm}^4$; considerando un metro de ancho:

$$I = (100) (0.3413) = 34.13 \text{ cm}^4$$

$$\text{finalmente: } l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 34.13}{3,000}} = 0.36 \text{ m}$$

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.



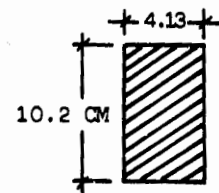
C) Dimensionamiento de largueros y espaciamento de vigas mdrinas.

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

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

$$l \text{ máx} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}}$$

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



$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365.23$$

$$s = \frac{I}{h/2} = \frac{I}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

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

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

$$fad. = 80 \times 1.25 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega = 3,000 \times 0.40 = 1,200 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ máx.} = 0.32 \sqrt{\frac{100 \times 71.61}{1,200}} = 0.78 \text{ m.}$$

por flecha:

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.4 = 78,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_{\text{máx.}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78,400 \times 365.23}{1,200}}$$

$$l_{\text{máx}} = 0.95 \text{ m}$$

revisión por corte:

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

$$V = 0.6 \omega l \text{ (viga continua con 3 o más claros)}$$

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

$$l_{\text{máx}} = 1.11 \frac{bhv}{\omega}$$

de la tabla v-8, el esfuerzo de corte admisible = 35 γ

$$v = (35) (0.4) = 14 \text{ Kg/cm}^2.$$

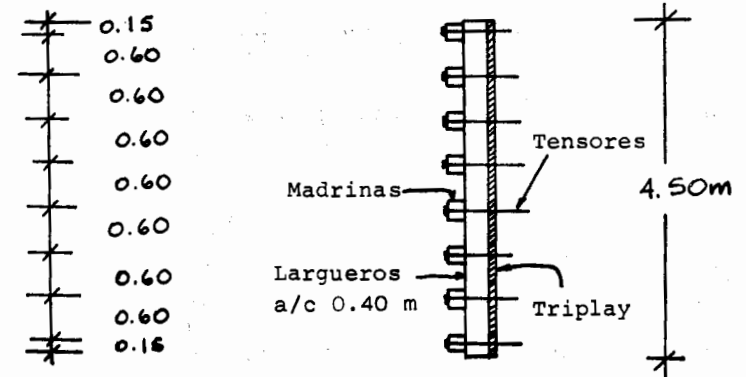
Por un solo uso:

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

$$l = 1.11 \times \frac{4.13 \times 10.2 \times 17.5}{1,200} = 0.68 \text{ m}$$

El claro máximo será de 0.68 por cortante.

Se usará la siguiente distribución:



d) Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas mdrinas.

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

$$\text{Espaciamiento de tensores: } c = \frac{2000 \text{ Kg}}{1,800 \text{ Kg/m}} = 1.10 \text{ m}$$

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

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}}$$

$$\text{despejando: } s = \frac{10 \omega l^2}{f} = \frac{10 \times 1,800 \times 1.10^2}{100} = 217.8 \text{ cm}^3$$

sabemos que:

$$l = 1.11 \frac{bh v}{\omega}$$

despejando:

$$bh = \frac{\omega l}{1.11 v} = \frac{1,800 \times 1.10}{1.11 \times 17.5} = 101.9 \text{ cm}^2$$

se necesitan mdrinas con las siguientes características:

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

$$bh = 101.9 \text{ cm}^2$$

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:

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

$$bh = 101.9 / 2 = 50.9 \text{ cm}^2$$

En la tabla V-14 vemos que dos vigas de 2" x 6" 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 admisibles perpendicular a la fibra:

$$C = 54.2 \text{ } \gamma^1 \text{ (Reglamento D.D.F., tabla V-8)}$$

$$C = (54.2) (0.4) = 21.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cad.} = 1.25 \times 21.68 = 27.10 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

Carga transmitida por largueros:

$$R = 3,000 \times 0.40 \times 0.60 = 720 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{720}{55} = 13 \text{ Kg/cm}^2, < 27.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores:

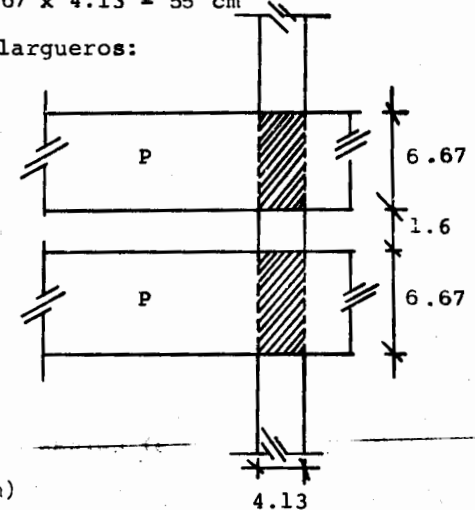
$$T = 2000 \text{ Kg.}$$

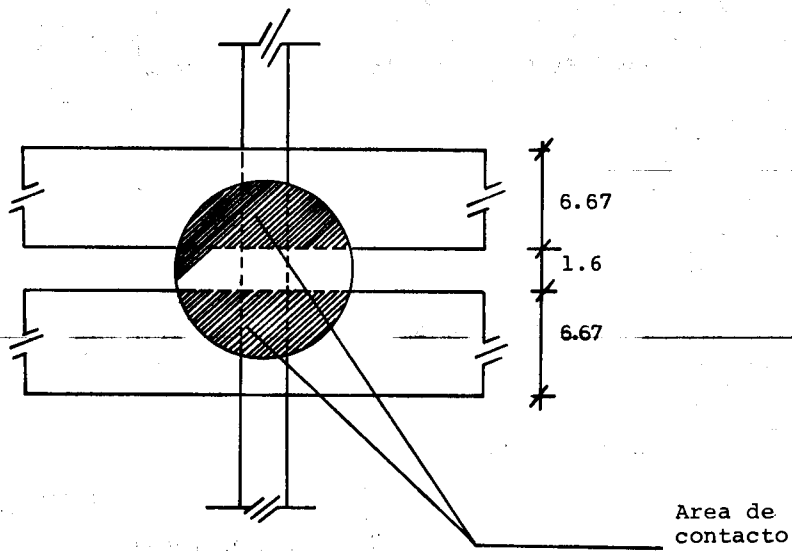
$$\text{Area requerida} = \frac{2000}{27.10} = 73.8 \text{ cm}^2$$

Usar arandela $4\frac{1}{2}$ " (11.4 cm)

Area de contacto:

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 83.8; \quad f = \frac{2000}{83.8} = 23.8 \text{ Kg/cm}^2, < 27.1$$





IV.2 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor, concreto normal $2,400 \text{ Kg/m}^3$. 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.

Peso propio $2,400 \times 0.20 = 480$

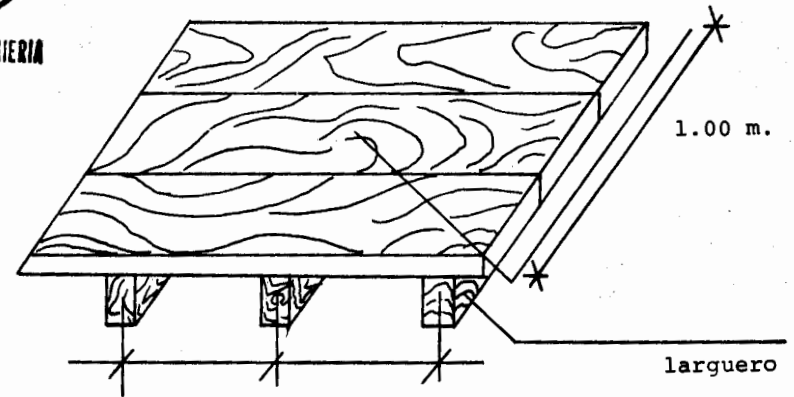
Carga viva* $= \frac{200}{680} \text{ Kg/m}^2$

* Puede ser 100 Kg/m^2 , más una carga concentrada de 100 Kg. en el lugar más desfavorable.



FACULTAD DE INGENIERIA

79



G-610032

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

El espesor efectivo de tablas de 1" es 25/32"

(≈ 2.00 cm.)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho:

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

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

Por flexión.

$$l \text{ max.} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m.}$$

$$f = (196) \left(\frac{1}{2}\right) = (196) (0.4) = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Por flecha.

$$a \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

$$E = 196,000 \text{ Kg/cm}^2 = 196,000 \times 0.4 = 78,400$$

$$l \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 66.67}{680}} = 0.65 \text{ m.}$$

Se usarán largueros @ 0.65 m. lo cual nos dá 7 espaciamientos de 0.65 = 4.50 m. de ancho del tablero.

c) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madre.

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

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

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

$$\text{Carga en largueros} = 680 \times 0.65 = 442 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Por flexión } l \text{ max.} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}} = 0.32$$

$$\sqrt{\frac{80 \times 71.61}{442}}$$

$$l \text{ max.} = 1.15 \text{ m.}$$

$$\text{Por flecha } l \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

$$l \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78,400 \times 365.23}{440}}$$

$$l \text{ max.} = 1.33 \text{ m.}$$

$$\text{Por Corte} \quad l \text{ max.} = 23.33 \frac{bh}{\omega} =$$

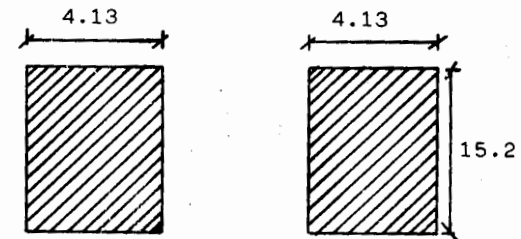
$$\frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{440} = 2.23 \text{ m.}$$

$$l \text{ max.} = 2.23 \text{ m por flexión.}$$

Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciado de las vigas madres.

d) Dimensionamiento de vigas madres, espaciado de puntales.

Probar madres de 2" x 6"



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

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

$$\omega \text{ equivalente } 680 \times 1.125 = 765 \text{ Kg/m.}$$

Por flexión.

$$l \text{ max.} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}} = 0.32 \sqrt{\frac{80 \times 159}{765}} = 1.30$$

Por flecha.

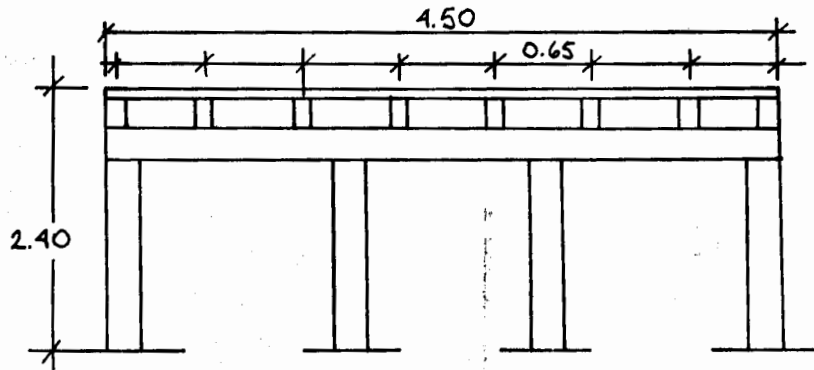
$$l \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78400 \times 1208}{765}} = 1.65$$

Por corte.

$$l \text{ max.} = 23.33 \frac{bh}{\omega} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$$l \text{ max.} = 1.91 \text{ m.}$$

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



e) Cálculo de los puntales.

$$\text{Area tributaria} = 1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2$$

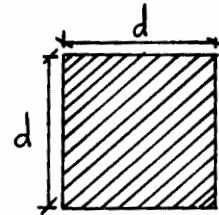
$$\text{Carga} = \frac{680 \text{ Kg/m}^2}{1}$$

$$P = 1.147.50 \text{ Kgs.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

$$f_c = 143.5 \gamma^1 = (143.5) (0.4) = 58 \text{ Kg/cm}^2$$

Probar puntales 3" x 3"



$$d = 2 \frac{5}{8}'' = 6.67 \text{ cm}$$

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

Revisión por esbeltez.

$$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión:

$$E = 95,000 \text{ (tabla V-8)}$$

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

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{ad} = 27.83 \times 44.46 \approx 1237$$

$$> 1147$$

f) Revisión de esfuerzos de compresión en

Apoyo de viga madrina en puntal:

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

$$\text{Esf. admisible } \perp \text{ a la fibra} = 54.20 \times 0.4$$

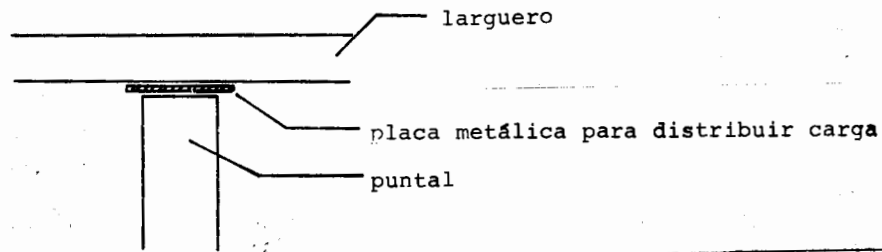
$$21.68 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{21.68} = 52 \text{ cm}^2$$

Usar placa metálica de 2" x 5" (5.08 x 12

$$A = 4.13 \times 12.7 = 52.45 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de largo en viga madrina.

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

Carga de largos sobre viga madrina:

$$C = (680 \times 0.75) \times 1.125 = 573.75 \text{ Kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

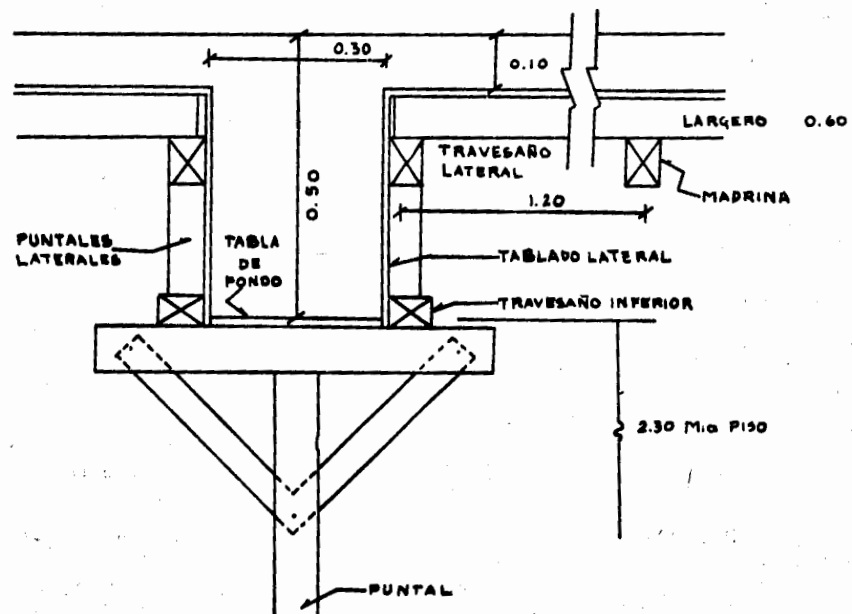
Se considerará aceptable pues según reglamento:

"Sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor:

$$\frac{L + 1 \text{ cm.}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$fad = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ Kg} > 33.63$$

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/m³) se usará madera de pino con una densidad - de 0.4.

a) Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

$$\text{Carga muerta} = 0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360$$

$$\text{Carga viva} = 0.30 \times 200 = \frac{60}{420} \text{ Kg/m.}$$

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal. El

espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

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

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

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4$$

Por flexión: $f = 196 \gamma = 80 \text{ Kg/cm}^2$

$$l \text{ max.} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}} = 1.03 \text{ m.}$$

Por flecha: $E = 196,000 \gamma = 78,400 \text{ Kg/cm}^2$

$$l \text{ max.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.85 \text{ m.}$$

Por corte: $l \text{ max.} = 23.33 \frac{bh}{\omega} = 5.5 \text{ m.}$

Se usarán apoyos @ 0.80 m.

b) Tableado lateral.- El tableado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar a el caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de -

0.80 de espaciamiento de puntales, que resultó que 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 $\gamma = 0.6$.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto 240 Kg/m²

$$\text{Carga Viva } \frac{200}{440}$$

$$f = 196 \gamma = (196) (0.6) = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Por flexión: } S = \frac{10 \omega l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por flecha: } \frac{1}{360} = \frac{l^4 \omega}{128 EI} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \omega l^3}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3 \times 10,000}{128 \times 117,600} = 63.14 \text{ cm}^4$$

$$\text{Por corte: } bh = \frac{1}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2" x 4" } b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.23}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

c) Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales

tenemos:

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

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

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 758 Kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

IV.4 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m (12 pies)

Colado en Durango, Dgo., en invierno ($T = 15^\circ\text{C}$) (ver ayudas)

La cimbra se usará varias veces.

a) Presión lateral (según fórmula ACI):

$$P = 150 + 9000 \frac{R}{T} \quad P; \text{ lb/pie}^2.$$

R; pies/hr.

$$R = 12 \text{ pies/hr.} \quad T; ^\circ\text{F}$$

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ lb/pie}^2 \\ (\approx 9580 \text{ Kg/m}^2)$$

$$P_{\text{max}} = h = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 3.50 \text{ m} = 8400 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$P = 8400 \times \frac{3.35}{3.50} = 8040 \text{ Kg/m}^2$$

Usando tablas de 1 pulgada (espesor efectivo = $25/32$ " = 1.98 cm).

$$bh = 45 \times 1.98 = 89.1 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.98^2}{6} = 29.40 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.98^3}{12} = 29.11 \text{ cm}^4$$

Para $P_1 = 8040 \text{ Kg/m}^2$	1 flexión = 0.32	$\frac{fs}{\omega}$
	1 flecha = 0.033^3	$\frac{EI}{\omega}$
	1 corte = 23.33	$\frac{bh}{\omega}$

con $\gamma^1 = 0.6$ en madera

$$\omega = 8040 \times 0.45 = 3618 \text{ Kg/m.}$$

$$1 \text{ flexión} = 0.32 \text{ m.}$$

$$1 \text{ flecha} = 0.32 \text{ m.}$$

$$1 \text{ corte} = 0.57 \text{ m.}$$

$$\text{usar } e, = 0.30 \text{ m.}$$

Presión a 0.45 m. de la base.

$$P_2 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.45}{3.50} = 7320 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 7320 \times 0.45 = 3294 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.33$$

$$l \text{ flecha} = 0.33 \text{ usar } e_2 = 0.30$$

$$l \text{ corte} = 0.63$$

$$P_3 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.75}{3.50} = 6600 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\omega = 6600 \times .45 = 2970 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.35$$

$$l \text{ flecha} = 0.35 \text{ usar } e_3 = 0.35$$

$$l \text{ corte} = 0.70$$

$$P_4 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.10}{3.50} = 5760 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 5760 \times .45 = 2592 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.37$$

$$l \text{ flecha} = 0.36 \quad e_4 = 0.35$$

$$P_5 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.45}{3.50} = 4920 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 4920 \times .45 = 2214 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.40$$

$$l \text{ flecha} = 0.38 \quad e_5 = 0.35$$

$$P_6 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.80}{3.50} = 4080 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 4080 \times 0.45 = 1836 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.44$$

$$l \text{ flecha} = 0.41$$

$$e_6 = 0.40$$

$$P_7 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.20}{3.50} = 3120 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 3120 \times 0.45 = 1404 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.51$$

$$l \text{ flecha} = 0.44$$

$$e_7 = 0.40$$

$$P_8 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.60}{3.50} = 2160 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 2160 \times 0.45 = 972 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.61$$

$$l \text{ flecha} = 0.50$$

$$e_8 = 0.50$$

$$P_9 = 8400 \times \frac{3.50 - 3.10}{3.50} = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\omega = 960 \times 0.45 = 432 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.91$$

$$l \text{ flecha} = 0.65$$

c) Diseño de Yugos

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexo tensión. Deberán proporcionarse de -- tal forma que:

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

donde:

P: Fuerza axial (Kgs)

A: Area de la sección transversal (cm²)

M: Momento flexionante (Kg - cm)

S: Módulo de sección (cm³)

para yugo 2.

$$P_2 = 7320 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 7320 \times 0.30 = 2196 \text{ Kg/m} \quad P = \frac{2196 \times 0.45}{2} = 494 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{ql^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47 \text{ Kg-m} = 4447 \text{ Kg - cm.}$$

$$S \text{ requerida} = \frac{M}{f} = \frac{4447}{120} = 37 \text{ cm}^3$$

Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16" = 3.33 cm.)

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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$$

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{494}{33.97} + \frac{4447}{57.74} = 14.54 + 77.01 = 91.55$$

$$f_m = 196 \gamma = 196 \times 0.6 = 120 \text{ Kg/cm}^2.$$

SE USARA LA SIGUIENTE DISTRIBUCION DE YUGOS.

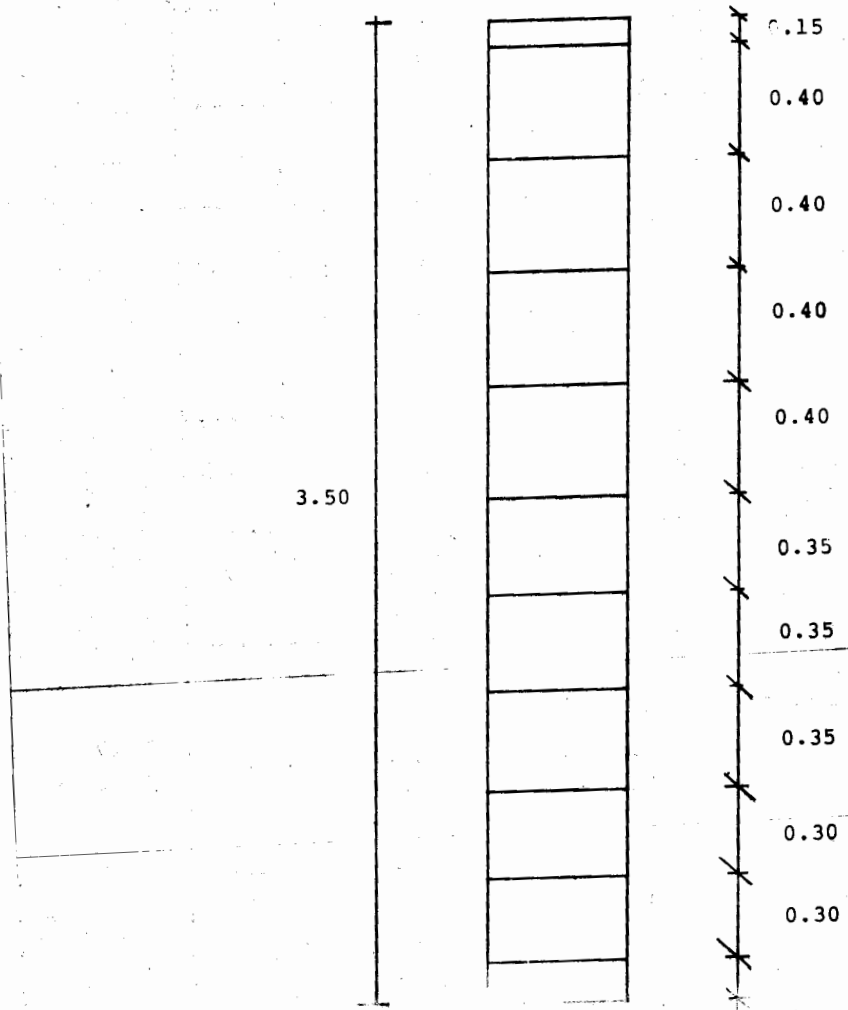


TABLA V - 1

Hoja de triplay pulido. Espesor neto. mm	No. de Capas.	Espesor de las capas (nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro.			1 cm. de ancho con la veta visible perpendicular al claro.			Peso Aproximado (Kg)	
		Exteriores mm	Interiores mm	Central (para 5 y 7 capas) mm	Area de la sección transversal. cm ²	Momento de inercia. cm ⁴	Módulo de sección. cm ³	Area de la sección transversal. cm ²	Momento de inercia. cm ⁴	Módulo de sección. cm ³	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m ²
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

TABLA V - 2

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

Espesor		Curva perpendicular a la veta.	Curva paralela a la veta.
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10 cm.	61.0 cm.
3/8	10	91.5	137.1
1/2	13	182.9	243.8
5/8	16	247.8	304.80
3/4	19	304.80	365.8

TABLA V - 3

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS

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 2000Kg/m 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°	25°	20°	15°	10°	5°
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	3,000	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	4,500	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	5,830	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

PRESION HORIZONTAL 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	R I G E E L M I N I M O					3,000
0.75				3,000	3,000	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	R I G E E L M A X I M O .			
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

MINIMA FUERZA LATERAL, PARA DISEÑO DE CONTRAVIENTO 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).				
		6.0(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

TABLA V - 7

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS
APLICADA EN 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).			
		73Kg/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

Esfuerzos Permisibles para Madera en Función de su Densidad

TABLA V - 8

Concepto	Para cualquier γ^A	(Valor en Kg/cm ²) Para $\gamma^A = 0.4$
Esfuerzo en flexión tensión simple	196 γ^A	60
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196,000 γ^A	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143,5 γ^A	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54,2 γ^A	7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000 γ^A	95,000
Esfuerzo cortante	35 γ^A	10

TABLA V - 9

ESFUERZOS PERMISIBLES
en Kg/cm²; condición verde

Solicitación	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. (x10 ³)				
Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

TABLA V - 10

DIMENSIONES MAXIMAS 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.			
	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 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 /5 cm.	12 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm.	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 la 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

Solicitación	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 10 ³)				
Medio	70	70	70	70
Mínimo	40	40	40	40

V - 13

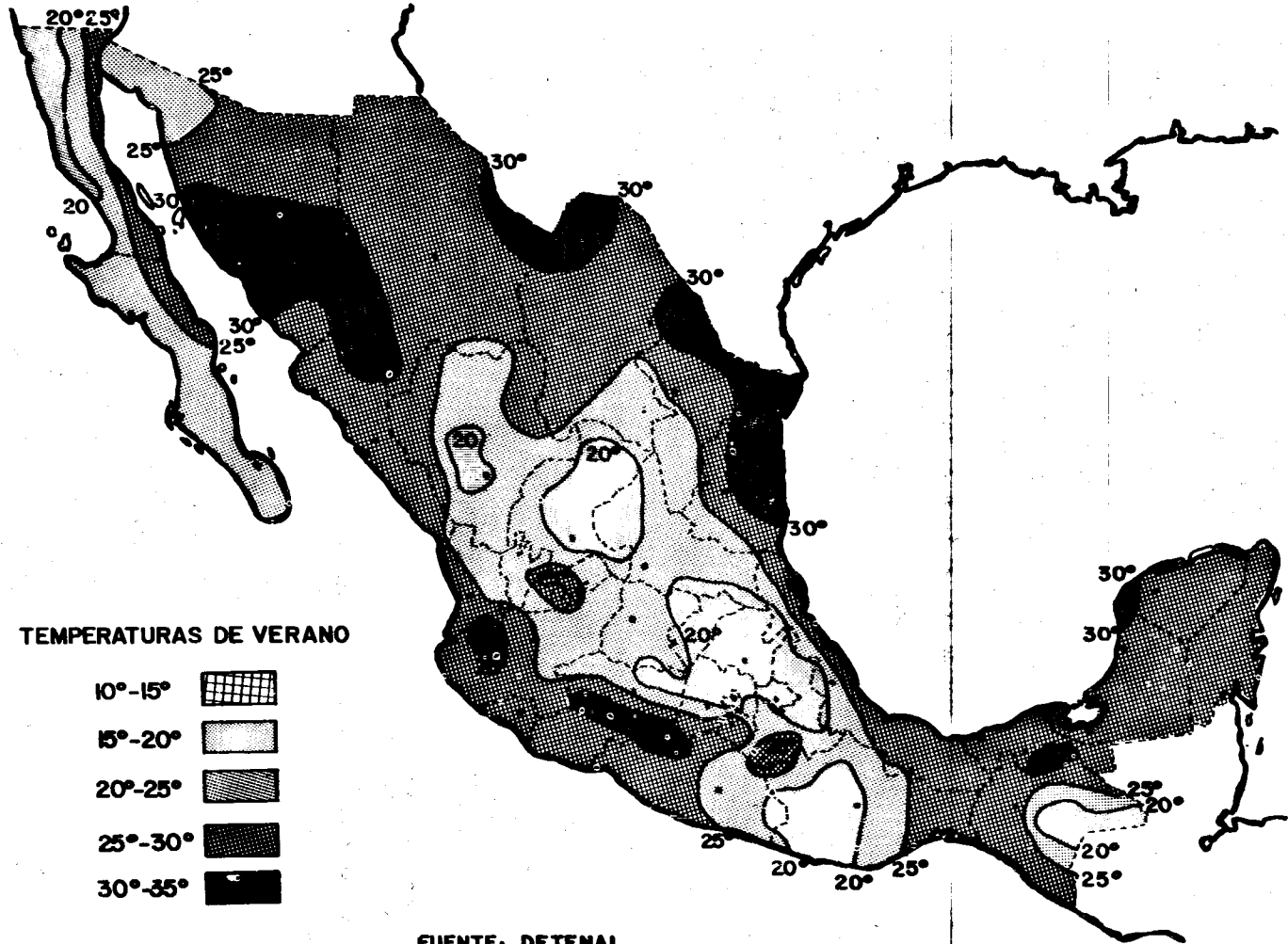
Temperatura de Diseño para el Cálculo de la Presión Lateral
en Muros y Columnas

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 o mayor de 30°C , NO SE CUELE.

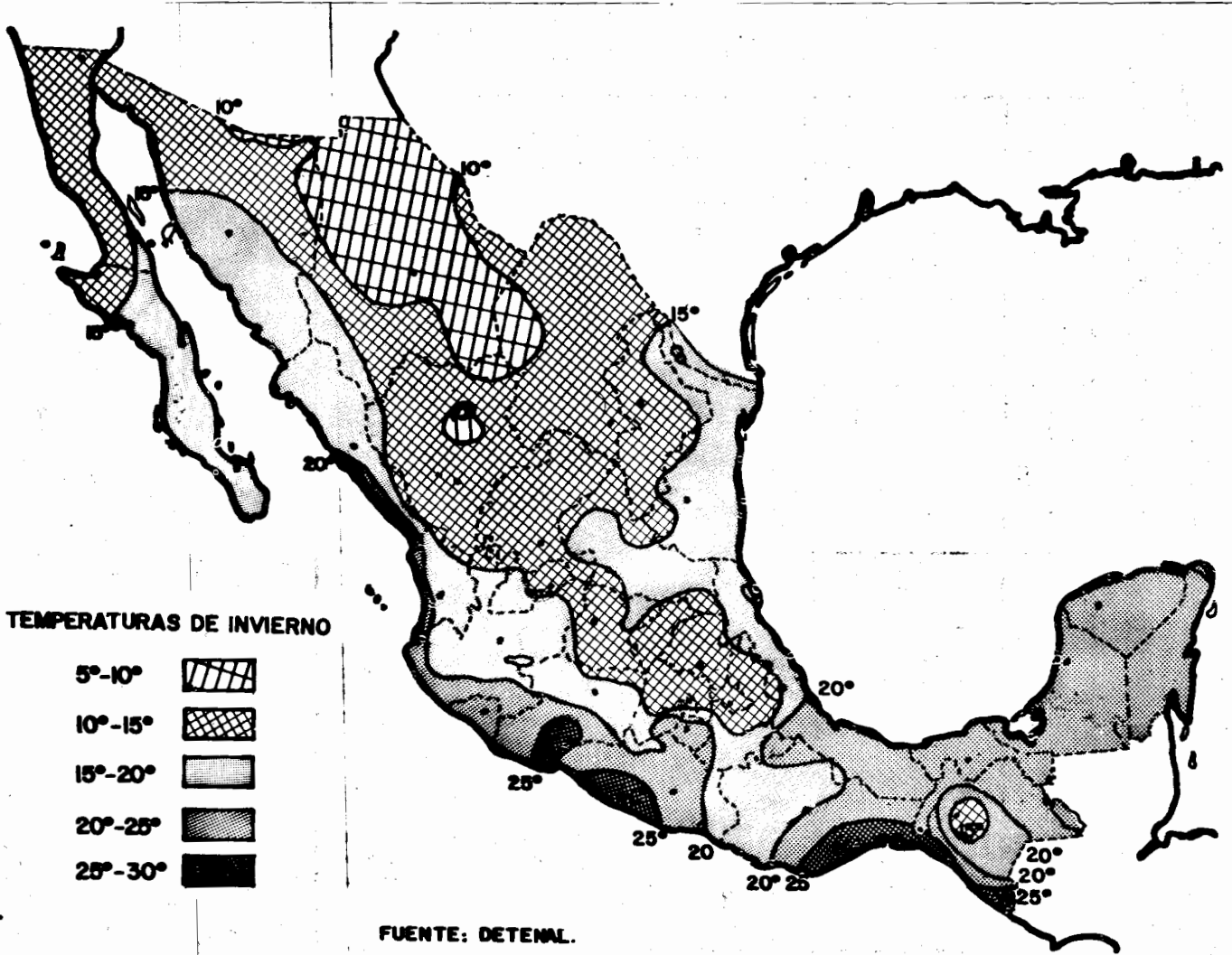
Pueden considerarse las temperaturas indicadas para las regiones de la República Mexicana, en los meses de invierno y verano, como temperaturas de diseño. (tener en cuenta que la menor es la crítica). (ver mapas).








TEMPERATURAS DE VERANO

- 10°-15° 
- 15°-20° 
- 20°-25° 
- 25°-30° 
- 30°-35° 

FUENTE: DETENAL.



TEMPERATURAS DE INVIERNO

- 5°-10° 
- 10°-15° 
- 15°-20° 
- 20°-25° 
- 25°-30° 

FUENTE: DETENAL.

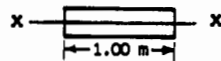
T A B L A V - 14

DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE PIEZAS CEPILLADAS DE MADERA

DIMENSION NOMINAL	DIMENSION EFECTIVA		bh CM ²	sx CM ³	Ix CM ⁴
	PULGADAS	CM			
Tablones:					
3/4"	20/32	1.59		42.1	33.5
1"	25/32	1.98		65.3	64.7
1 1/2"	1 5/16	3.33		184.8	307.7
2"	1 5/8	4.13		284.3	587.0
3"	2 5/8	6.67		741.5	2472.8
4"	3 5/8	9.21		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	1,208.6
2 x 8	1 5/8 x 8	4.13 x 20.3	83.8	283.7	2,879.1
2 1/2 x 8	2 5/16 x 8"	5.87 x 20.3	119.2	403.2	4,092.1
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	1,952.0
4 x 6	3 5/8 x 6	9.21 x 15.2	140.0	354.6	2,695.3
4 x 8	3 5/8 x 8	9.21 x 20.3	187.0	632.6	6,420.5

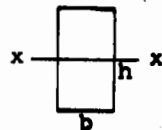
Para I y S se consideraron las siguientes secciones:

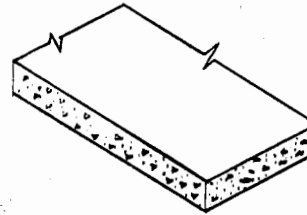
En tablones:



En piezas

rectangulares:

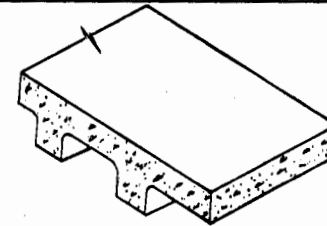




CARGA VERTICAL PARA EL
DISEÑO DE LOSA

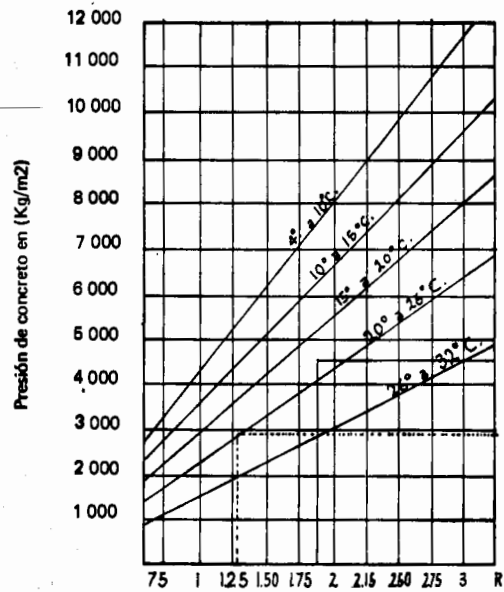
LOSA SOLIDA

Esesor losa	7.50cm	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00
45.30 Kg. conc	386.18	404.14	444.18	488.24	527.30	571.24	610.30	649.36	693.31	732.36
58.70 Kg. conc	395.48	302.71	498.01	551.71	600.54	654.25	703.07	751.89	805.60	854.43
67.95 Kg. conc	429.65	488.24	551.71	610.30	673.78	732.36	795.84	854.43	917.90	976.49



LOSA CON VIGAS EN UN SOLO SENTIDO

Profundida de la cimbra metálica	Moldes de 50 cm. de ancho				Moldes de 75 Cm. de ancho			
	la viga	5cm. losa	6.25cm.	7.50cm.	Ancho Viga	5cm. losa	6.25cm.	7.50cm.
15 cm.	10.00	434.54	463.83	498.01	10.00	444.30	478.48	
	12.50	449.19	478.48	512.66	12.50	454.07	488.24	517.54
	15.00	458.95	488.24	522.42	15.00	463.83	498.01	527.30
20 cm.	10.00	463.83	493.13	527.30	10.00	463.83	493.13	
	12.50	478.48	507.77	541.95	12.50	478.48	507.77	541.95
	15.00	493.13	522.42	556.60	15.00	488.24	517.54	551.71
25 cm.	10.00	488.14	517.54	551.71	10.00	488.24	517.54	
	12.50	507.77	537.07	571.24	12.50	498.01	527.30	566.36
	15.00	527.30	556.60	590.77	15.00	512.66	541.95	576.13
30 cm.	10.00	522.42	551.71	581.01	10.00	507.77	537.07	
	12.50	541.95	571.24	605.42	12.50	522.42	551.71	585.89
	15.00	566.36	595.86	624.95	15.00	541.95	571.24	605.42
35 cm.	10.00	551.71	585.89	615.19	10.00	546.83	576.13	
	12.50	576.13	610.30	639.80	12.50	566.36	595.86	634.72
	15.00	600.54	634.72	664.01	15.00	585.89	616.19	649.36

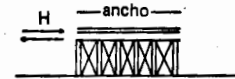


VELOCIDAD DEL COLADO

Para hacer uso del anterior nomograma calcúlese la "velocidad del llenado" expresada en M. de altura colada por hora nótese que no son M 3/hora el empuje es irrespectivo del ancho del elemento y solo intervienen R velocidad del colado y T temperatura ambiente a la del colado entrando a la gráfica con R en eje R y llegar a la recta de temperatura leer en el margen izquierdo la presión esperada.

MINIMA FUERZA LATERAL PARA CONTRAVENEO DE UNA LOSA
 NOTA CONDICIONES ESPECIALES REQUERIRAN UN CONTRAVENEO MAS FUERTE

H. Kg. por metro lineal aplicada a lo largo
 del canto de la losa en cualquier dirección



espesor de la losa* cmts.	carga muerta Kg/m ²	ancho de la losa en dirección de la fuerza en mts.				
		6	12	18	24	30
10	317	148.81	148.81	148.81	154.76	193.45
15	439	148.81	148.81	160.71	214.28	267.85
20	561	148.81	148.81	205.37	275.81	342.26
25	683	148.81	166.66	250.00	333.33	416.66
30	805	148.81	196.42	294.64	392.85	491.07
35	927	148.81	226.19	339.28	452.38	565.47
40	1049	148.81	255.95	383.92	511.90	639.88
50	1293	157.73	315.47	473.21	630.95	788.69

*Especor de la losa, para concreto que pesa 2400 Hg./m³; con tolerancia de 73 Kg/m²
 por el peso de los moldes.

Carga Resistente de Puntales de Madera

Puntales de 4" x 6" (3 5/8" x 5 5/8" efectivos)

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

P - Kg

L - cm

A - cm²

d - cm

E - Kg/cm² x 10³

$\frac{E}{L}$	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 Puntales de Madera

Puntales de 4" x 8" (3 5/8" x 7 5/8" efectivos)

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

P - Kg

L - cm

A - cm²

d - cm

E - Kg/cm² x 10³

L	E	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	5,350	6,055

Carga Resistente de Puntales de Madera

Puntales de 3" x 6" (2 5/8" x 5 5/8" efectivos)

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

P - Kg L - cm
A - cm² d - cm
E - Kg/cm² x 10³

$\frac{L}{E}$	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

112

Carga Resistente de Puntales de Madera

Puntales de 2" x 4" (1 5/8" x 3 5/8" efectivos)

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

P - Kg L - cm
 A - cm² d - cm
 E - Kg/cm² x 10³

L	E	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

Carga Resistente de Puntales de Madera

Puntales de 3" x 3" (2 5/8" x 2 5/8" efectivos)

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

P - Kg L - cm
 A - cm² d - cm
 E - Kg/cm² x 10³

L	E	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 Puntales de Madera

Puntales de 4" x 4" (3 5/8" x 3 5/8" efectivos).

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

P - Kg

L - cm

A - cm²

d - cm

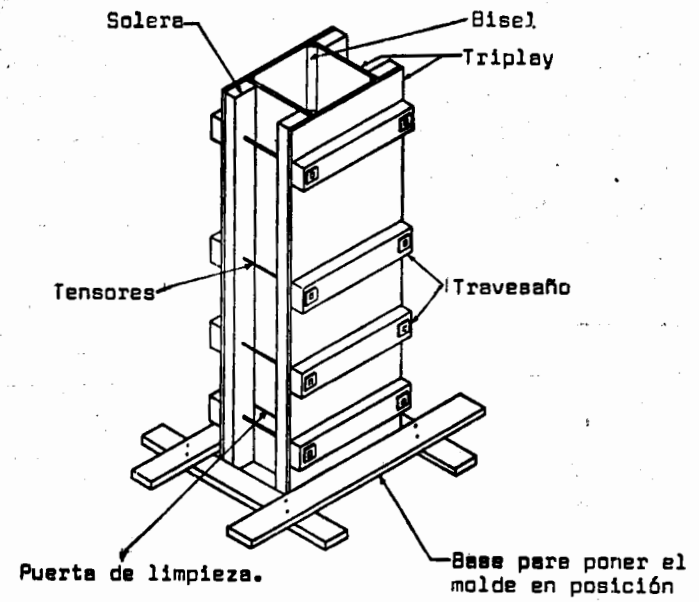
E - Kg/cm² x 10³

L	E	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

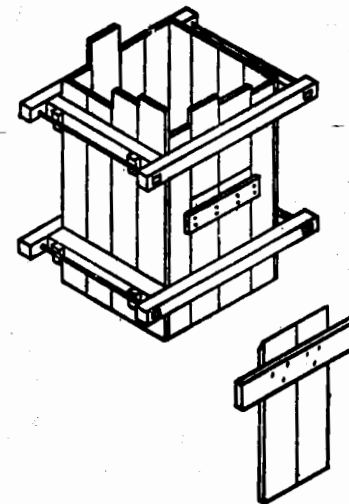
CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES DE LA MADERA

SEGUN NORMA C-18-1946 DE LA D.G.N.

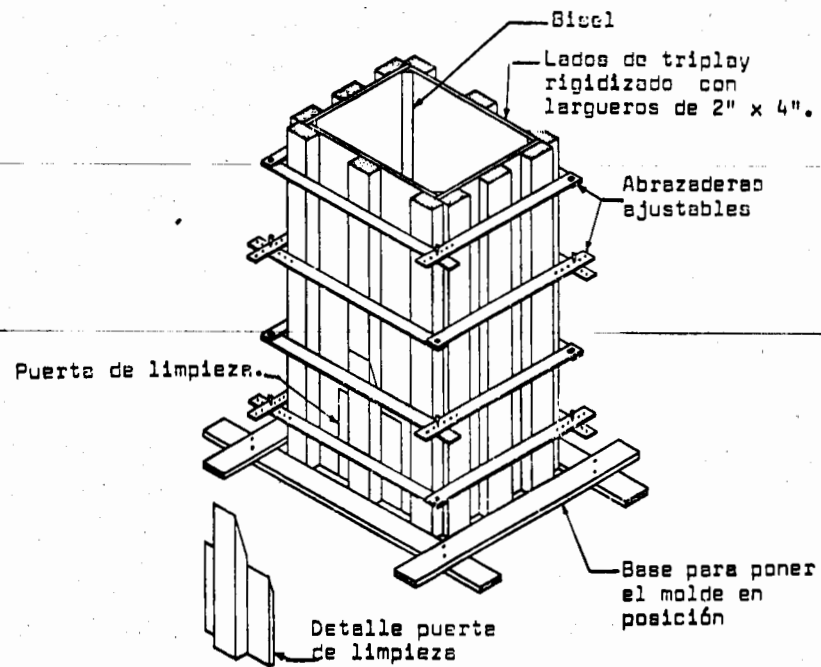
GRADO	NUDOS	MANCHAS	BOLSAS DE RESINA	VETAS	GRIETA	RAJADURAS	PARTES PODRIDAS	TOLERANCIA EN DIMENS.	HUMEDAD MAXIMA	CAMBIO DE COLOR	AGUJEROS	TORCEDURAS
A SELECTA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	10 %		NO	NO
B PRIMERA	2 MM MAX.	NO		10 cm MAX.	10 cm MAX.	NO	NO	30 a 100 x 100 a 400 Esp 25 *Ancho 10 mm 10 a 30 x 100 a 400Esp 1.5 mm*	15 %	10 cm MAX.		NO
C SEGUNDA	Sanos tabla II D 2 veces nudo MAX.	Menor de 1/12 ancho x 1/16 Long.	MAX. S MMx 150 MM.		10 MM MAX	Solo en extremos S MMx 252 MM. MAX.	NO	Espesor 2.5 y S MM ancho 1 MM.	20%	Ligero en cada cara.	2 MM a 6 MM si D 2 veces nudo MAX.	NO
D TERCERA	Sanos tabla II D ancho de la cara. En fermos uno por cara.		MAX. 10 MM x 300 MM.	Veta GRDES Area 1/4 superficie total		MAX. 252 MM.	En los extremos y menor que: ANCHO 6 y L/6		20 %	1/4 de la superficie de la cara.	2 MM. Tabl Q' D 2 veces nudo MAX	19MM.
E DESECHO	NO CUMPLEN LAS ESPECIFICACIONES DE LA DE TERCERA.											



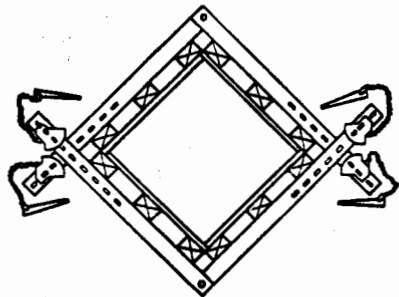
Cimbra típica para columnas ligeras.



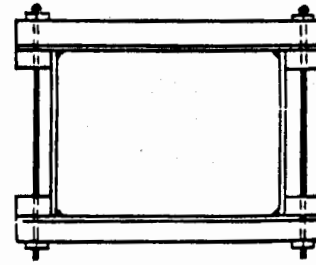
Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.



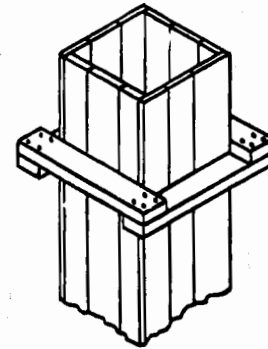
Cimbra típica para columnas



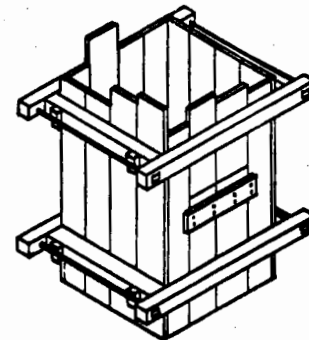
Triplay y yugos metálicos



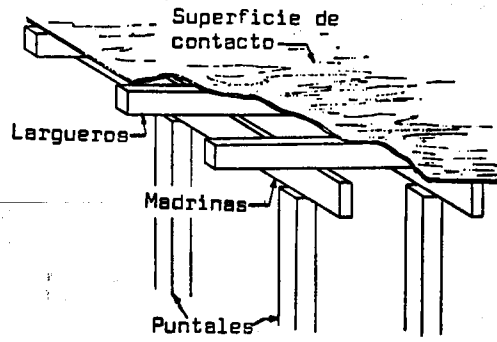
Triplay con yugo combinado
de madera y pernos



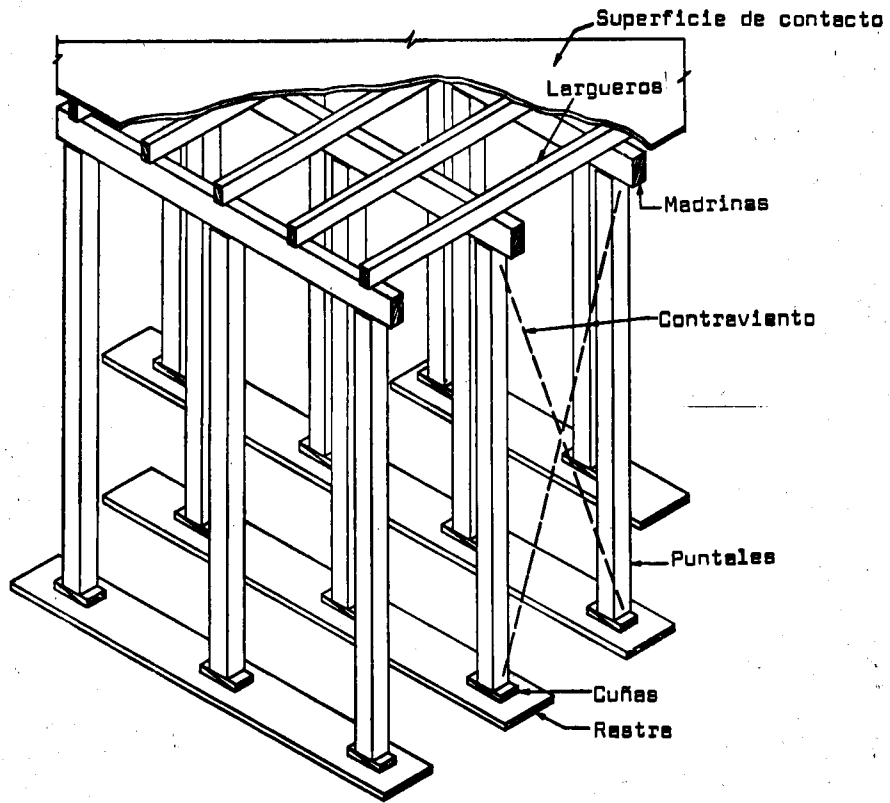
Cimbra de Columnas
Duela de Madera con
Yugos de madera



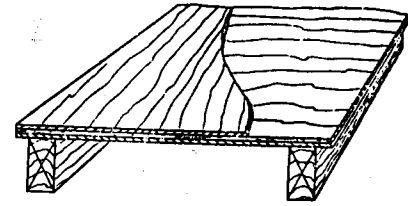
Duela de madera con
yugos combinados de
madera y pernos.



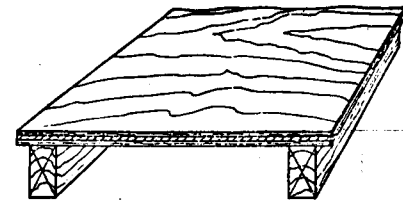
Cimbra típica de losa



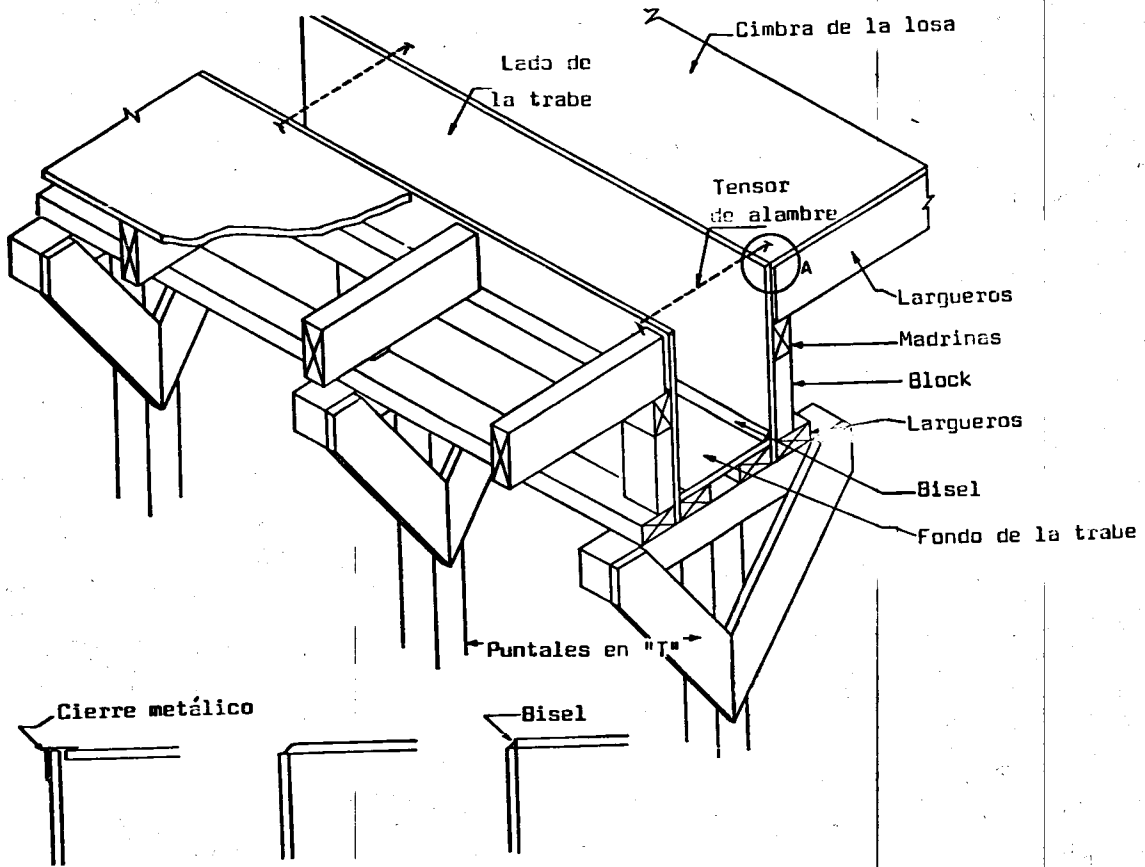
Componentes típicos para cimbra de losas.



Triplay usado en la dirección
menos resistente.



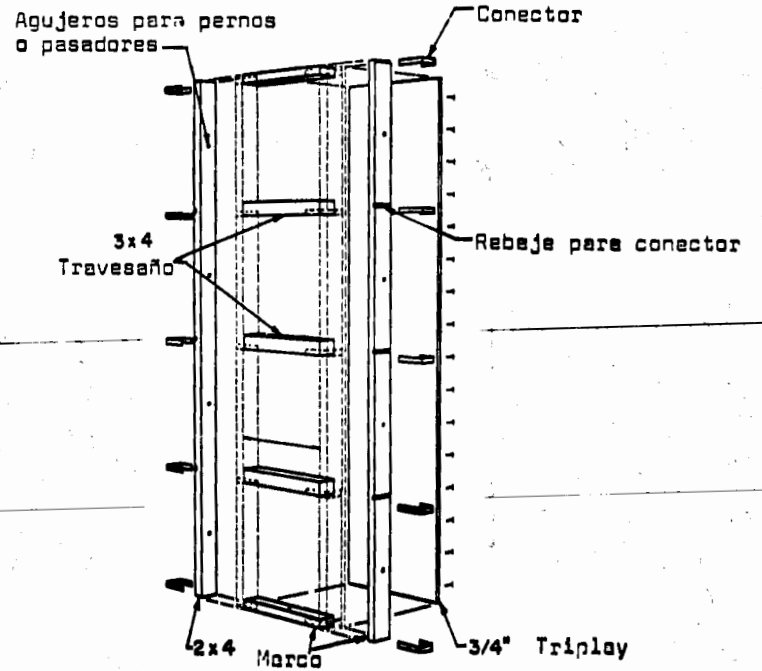
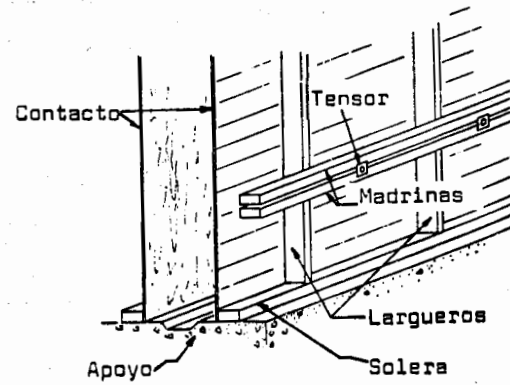
Triplay usado en la dirección
más resistente.



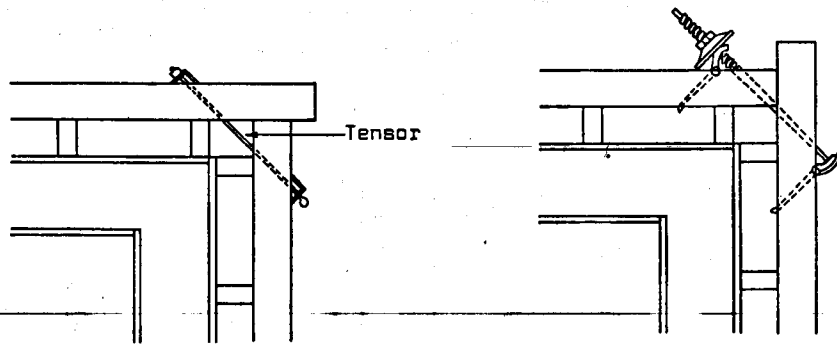
Diferentes maneras de resolver las esquinas

Arreglo típico de cimbra para trabe y losa

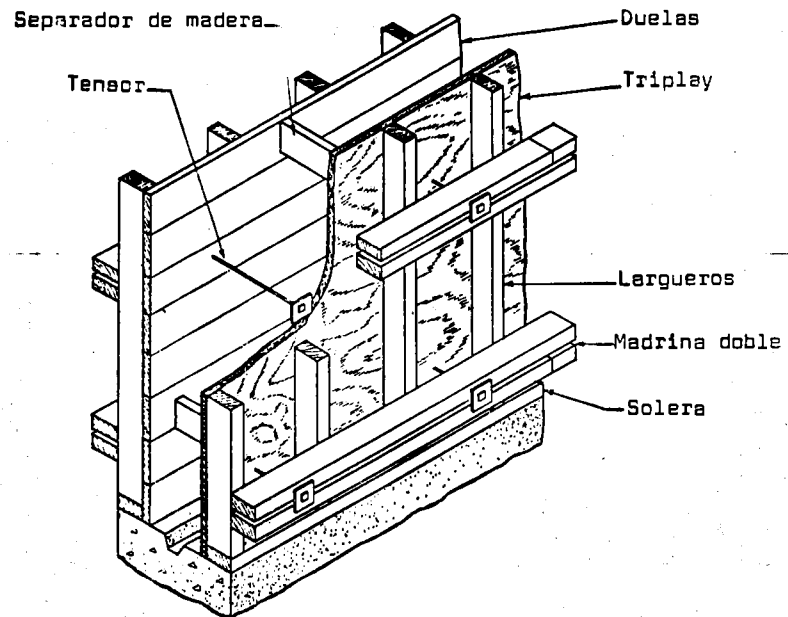
Cimbra típica de muro



Encamble típico de cimbra de muro



Varias formas de fijar esquinas



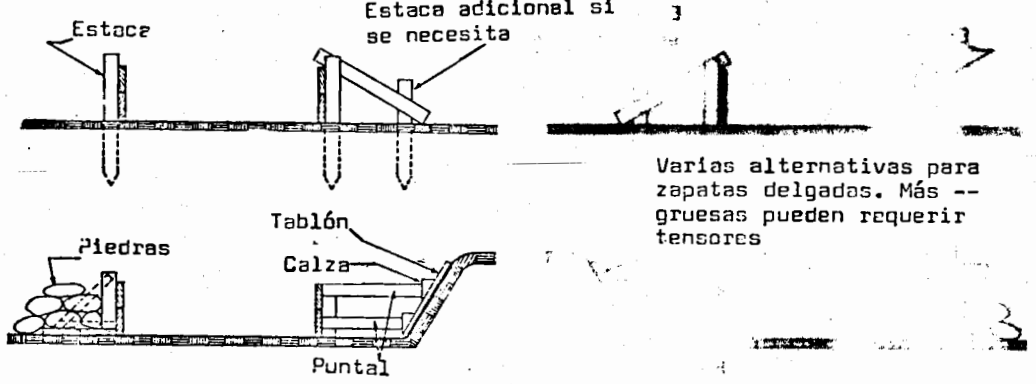
Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del - - tensor.

Acero de refuerzo

Separador

Tira de madera para formar llave

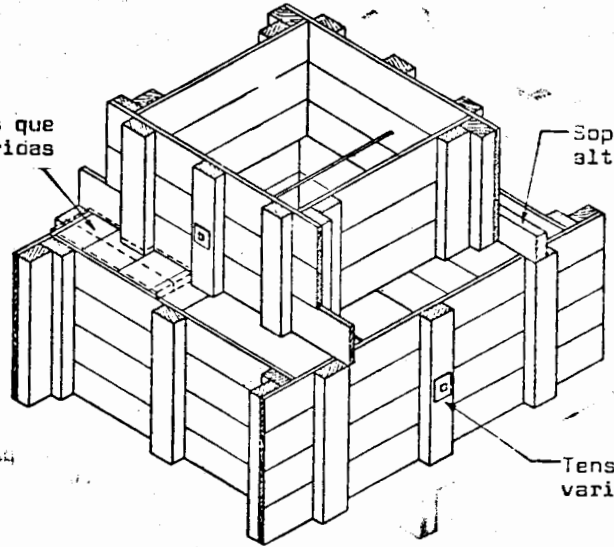
Apuntalada en la excavación.



Cimbra para zapata y dado

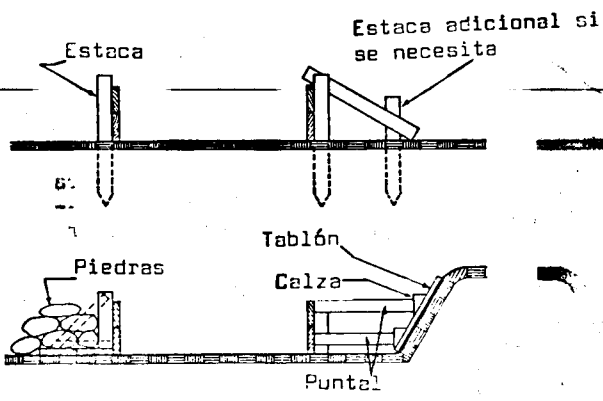
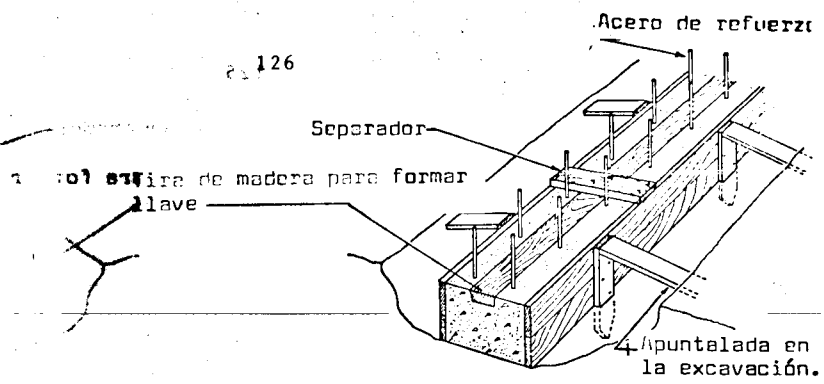
Formas superiores que pueden ser requeridas

Soporte para la parte alta de la cimbra



Tensor (pueden necesitarse varios).

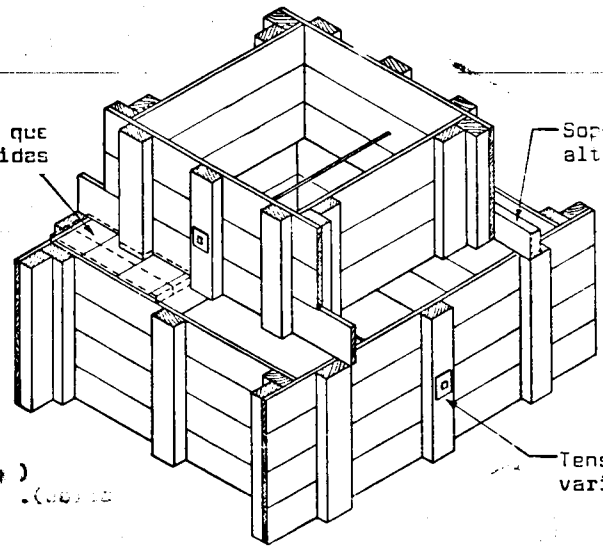
sh 0103A



Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

obsq y mjeqes siseq

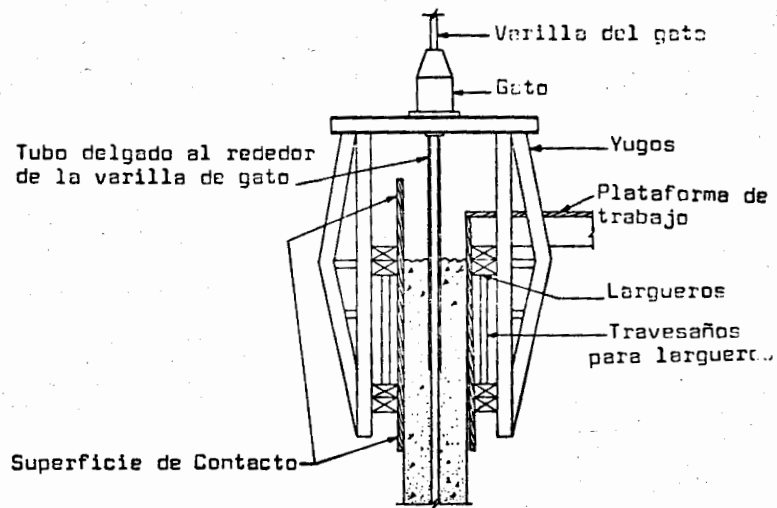
Formas superiores que pueden ser requeridas



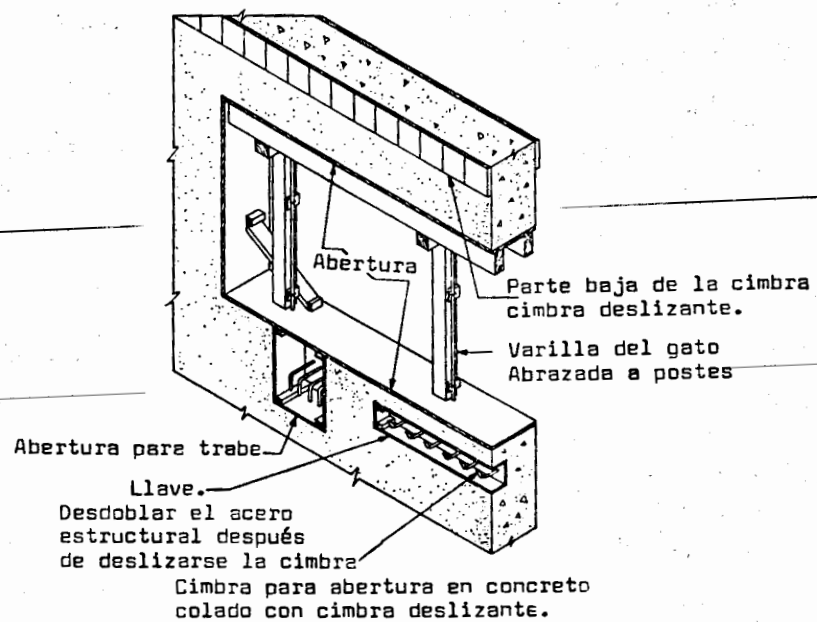
Soporte para la parte alta de la cimbra

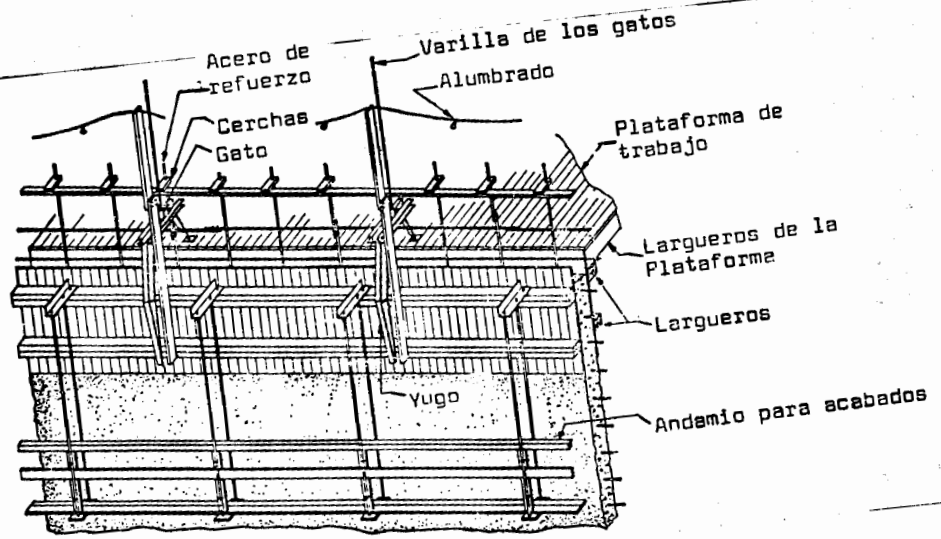
Tensor (pueden necesitarse varios).

Cimbra para zapata y dado

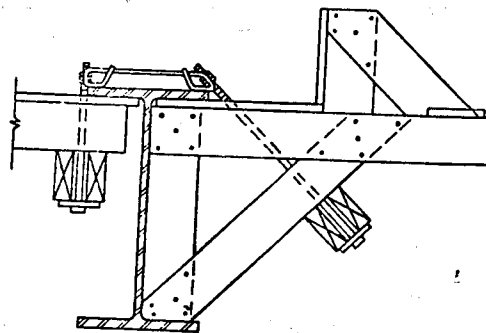


Sección Transversal de cimbra deslizante



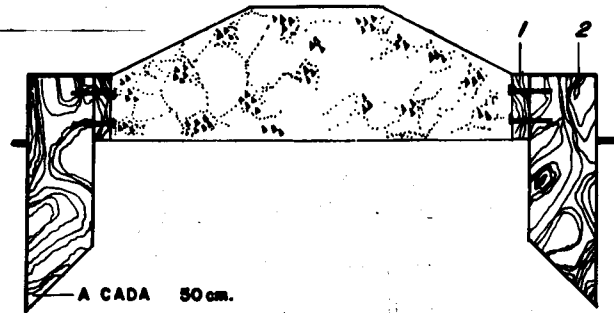


Cimbra deslizable típica



Marco colgado con tensor
inclinado para volado en
viga metálica.

CIMBRA EN ZAPATAS



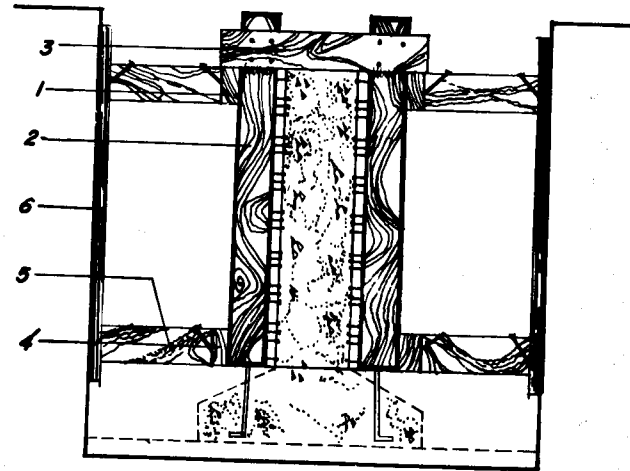
1 DUELA

2 YUGO

CIMBRA

DE

CONTRATRABES



1 DUELA EN CONTACTO

2 YUGOS

3 SEPARADORES

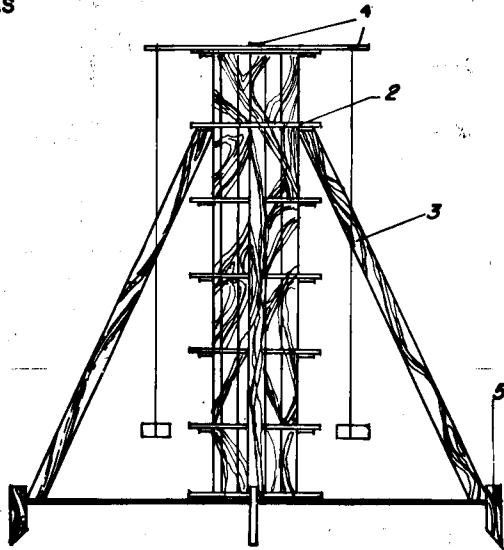
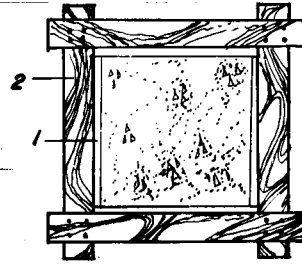
4 MADRINAS

5 PIES DERECHOS

6 ARRASTRES

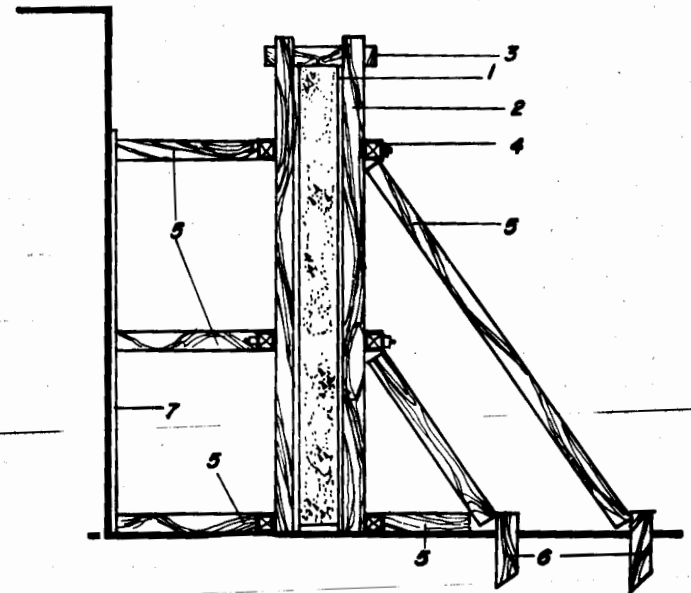
CIMBRA DE COLUMNAS

- 1 DUELA
- 2 YUGOS
- 3 PIES DERECHOS
- 4 PLOMOS
- 5 ESTACAS

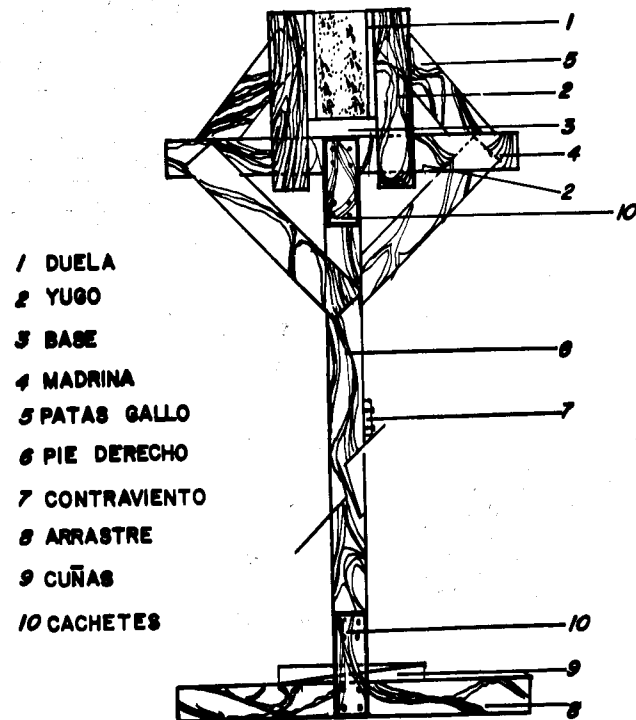


CIMBRA EN MUROS

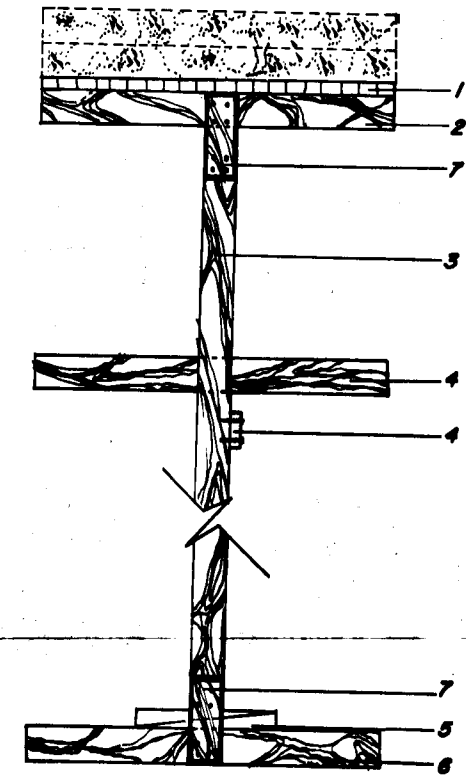
- 1 DUELA
- 2 YUGO
- 3 SEPARADORES
- 4 MADRINA
- 5 PIE DERECHO
- 6 ESTACAS
- 7 RASTRAS



CIMBRA EN TRABES

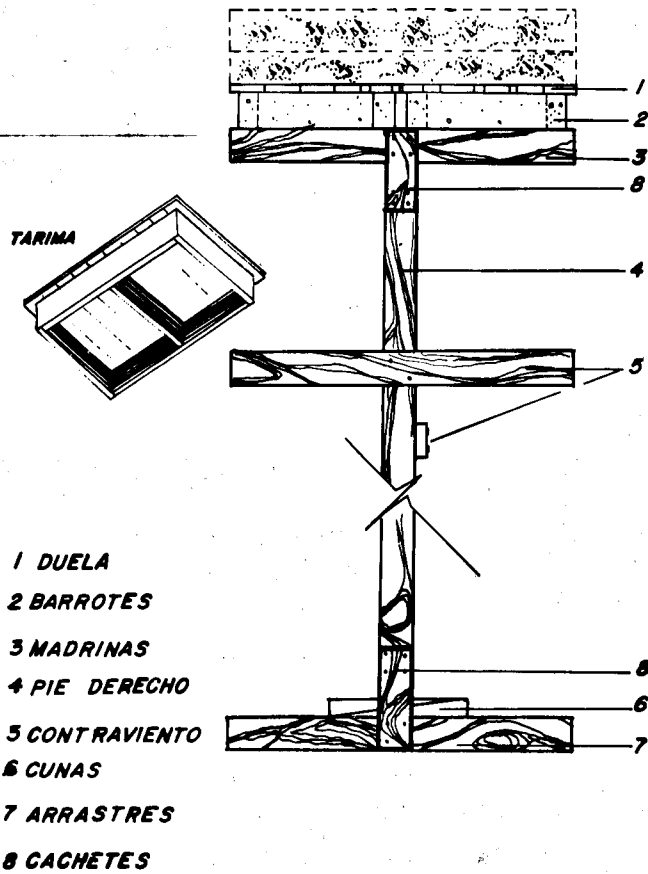


CIMBRA EN LOSAS



- 1 DUELA
- 2 MADRINA
- 3 PIE DERECHO
- 4 CONTRAVIENTO
- 5 CURAS
- 6 ARRASTRES
- 7 CACHETES

CIMBRA DE LOSAS CON TARIMAS



BIBLIOGRAFIA

- * Suárez Salazar, Carlos.- COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACION. Tercera Edición. Editorial Limusa. México, 1983.
- * Parker, Harry.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE MADERA. Primera Edición. Editorial Limusa. México, 1983.
- * Harris, Edward.- EBANISTERIA Y CARPINTERIA DE LA CONSTRUCCION. Editorial McGraw - Hill. México, 1971.
- * No. 404.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA. Instituto de Ingenierfa, UNAM. México, 1977.
- * Popov, Egor P.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS. Primera Reimpresión. Editorial Limusa. México, 1978.
- * Norris y Wilbur.- ANALISIS ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS. Segunda Edición. Editorial McGraw-Hill. México, 1979.

* Peurifoy, Robert L.- METODOS, PLANTEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION. Editorial Diana, México, 1975.

* E - 7.- MANUAL DEL CARPINTERO DE OBRA NEGRA. Instituto de Capacitación de la Industria de la Construcción, C.N.I.C. México, 1977.

PUBLICACIONES

TITULO	AUTOR
INTRODUCCION AL PROCESO CONSTRUCTIVO	ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ
FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ
MOVIMIENTO DE TIERRAS.	ING. RAFAEL ABURTO VALDES ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO
PRINCIPALES MATERIALES SU FABRICACION Y EMPLEO EN LA CONSTRUCCION	ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO
TECNICAS MODERNAS EN LA PRODUCCION DE AGREGADOS	ING. PEDRO L. BENITEZ ESPARZA
ACERO DE REFUERZO	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA
DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA ING. EMILIO GIL VALDIVIA
ADMINISTRACION EN INGENIERIA	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA ING. EMILIO GIL VALDIVIA
CONTABILIDAD: ANEXOS Y EJERCICIOS	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA ING. EMILIO GIL VALDIVIA
LOS COSTOS EN LA CONSTRUCCION	ING. RAFAEL ABURTO VALDES
MAQUINARIA PARA CONSTRUCCION	ING. RAFAEL ABURTO VALDES
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS	ING. RAFAEL ABURTO VALDES
LOS EXPLOSIVOS EN LA CONSTRUCCION	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

LOS AUTORES SON PROFESORES DEL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

ESTA EDICION SE IMPRIMO BAJO LA SUPERVISION DEL ING.
ALEJANDRO PONCE SERRANO, DIRECTOR GENERAL DE FUNDEC,
A.C. Y SECRETARIO ACADEMICO DE LA D. I. C. T. y G., DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO.